

PROJETO DO REFORÇO ESTRUTURAL DO PAVILHÃO ROSA MOTA

CIRILO JOÃO DE BRITO FERREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

SETEMBRO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao meu Pai, Mãe e “Tia”

A educação é a arma mais poderosa para mudar o mundo.

Nelson Mandela

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Álvaro Azevedo, por todo o tempo disponibilizado comigo que fez com que este trabalho pudesse ser concluído. O esclarecimento de dúvidas, as ideias para solucionar problemas e a paciência demonstrada foram essenciais para o desenvolvimento desta dissertação.

A todos os professores da secção de estruturas pela ajuda na clarificação de aspetos que eu não dominava e que eram fundamentais para a execução deste trabalho. A disponibilidade esteve sempre presente assim como a vontade em ajudar, um sincero obrigado.

Ao Investigador Fernando Bastos pelo esclarecimento de questões pontuais apesar do pouco tempo disponível.

Ao gabinete GEG pela ajuda fornecida.

Ao Professor Carlos Félix e ao Engenheiro João Rio pelos elementos disponibilizados.

Ao Engenheiro e amigo André Lopes, cuja ajuda foi essencial para a conclusão deste trabalho.

Aos meus amigos de curso que partilharam comigo esta etapa tão importante para mim.

Aos meus amigos mais chegados que se mantiveram sempre presentes ao longo da minha vida.

À FEUP por me ter recebido como um filho e ter contribuído, de alguma forma, para o meu crescimento.

À minha “Tia” por tudo.

À minha Mãe por ser a minha âncora, não existem palavras para descrever tudo que fizeste e continuas a fazer por mim.

À memória do meu querido Pai, a saudade é cada vez maior, no entanto, sei que querias que este ciclo se fechasse. Espero, honestamente, que sintas orgulho em mim. Guia-me sempre para o Norte.

A todos, obrigado.

RESUMO

O Pavilhão Rosa Mota é uma estrutura emblemática da cidade do Porto. Após a construção, cujo objetivo foi acolher o Campeonato Mundial de Hóquei em Patins de 1952, o pavilhão tem perdido funcionalidade ao longo do tempo. Este aspeto tem sido alvo de grande discussão, uma vez que se pretende estimular a sua utilização. Assim, encontra-se a decorrer uma ação de intervenção no pavilhão, iniciativa que tem como principal agente a Câmara Municipal do Porto, e como propósito a expansão da sua aplicabilidade.

Considerando este aspeto, o presente documento assenta na introdução de um componente arquitectónico na estrutura existente de modo a dinamizar a sua utilização. Assim, é implementada uma plataforma metálica suspensa na cúpula da estrutura através de um sistema de cabos.

Este trabalho visa vários objetivos, sendo o primeiro uma breve descrição da história e evolução das estruturas em cúpula, como é o caso do Pavilhão Rosa Mota. De seguida procedeu-se a uma descrição deste mesmo pavilhão onde é referida a sua história, o arquiteto que o projetou, os engenheiros envolvidos no projeto e o edifício que se encontrava no local antes da sua construção.

De seguida, analisa-se o pavilhão face às solicitações presentes, segundo as normas europeias atuais, e verifica-se a sua segurança. Após a verificação passa-se ao estudo da plataforma suspensa.

A introdução deste componente arquitectónico necessita da consideração de alguns critérios de pré-dimensionamento para assegurar a compatibilidade entre a situação existente e o que se pretende implementar. Após o dimensionamento da plataforma e de definidas as solicitações correspondentes à sua utilização, procede-se novamente à verificação da segurança, agora do novo conjunto cúpula com plataforma.

Depois de efetuada a análise do novo conjunto, verifica-se que alguns elementos estruturais não cumprem a segurança regulamentar, o que gera a necessidade de intervenção, nomeadamente a aplicação de algum reforço estrutural.

De seguida, estudam-se e sugerem-se técnicas de reforço que poderiam ser aplicadas na estrutura e desenvolve-se uma estimativa orçamental que engloba a implementação da plataforma e a intervenção de reforço.

Por fim, são feitos alguns comentários relativos às conclusões que se extraíram deste estudo bem como aos possíveis trabalhos que poderão ser elaborados numa análise mais aprofundada do problema.

PALAVRAS-CHAVE: Cúpulas, Pavilhão Rosa Mota, Plataforma Suspensa, Projeto, Reforço Estrutural.

ABSTRACT

“Pavilhão Rosa Mota” is a remarkable structure located in the city of Porto. After its construction, which purpose was to receive the Hockey World Cup of 1952, its functionality decreased over the years. This is a subject of discussion because the intention is to encourage its utilization. With this aim, an intervention is currently being carried out to expand the utility and the event capacity of the pavilion. The City Hall of Porto is responsible for the intervention.

This document is about the introduction of an architectural component in the interior of the existing structure to increase and attract events and people to this landmark. That component is a metallic platform suspended from the structure of the dome using a system of cables.

The first part of this thesis consists in a brief description of the history and evolution of dome structures, as a case study. Afterwards, a more extensive description and analysis of the history, architect and engineers involved in the design of this structure is presented.

The first step of the structural analysis comprises the verification of the security of the existing structure when subjected to the applied loads, considering the European codes. Subsequently, the study of the suspended platform is presented.

The implementation of this new structure takes into account a few pre-design criteria to ensure the compatibility between the new structure and the present conditions. After the design of the new structure for the required loads, another security check of the new structural group is performed.

This analysis indicates that some structural elements do not pass the security check, leading to the requirement of an additional reinforcement of the existing structure.

Afterwards, the study of some reinforcement techniques that can be applied to the structure are described. A cost estimate that includes the implementation of the platform and the reinforcement intervention is presented.

At the end, some conclusions are made about this case study. Future developments related to a deeper analysis of this subject are mentioned.

KEYWORDS: Domes, Rosa Mota Pavilion, Suspended Platform, Design, Structural Reinforcement.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. ÂMBITO DO PROJETO E OBJETIVOS	2
1.3. DESCRIÇÃO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2 DESCRIÇÃO DO PAVILHÃO EXISTENTE: O PAVILHÃO ROSA MOTA.....	5
2.1. ESTRUTURAS EM CÚPULA.....	5
2.1.1. ASPETOS GERAIS	5
2.1.2. HISTÓRIA E EVOLUÇÃO	7
2.1.2.1. O Arco.....	7
2.1.2.2. A Origem da Cúpula e sua História.....	8
2.1.2.3. Tipos de Cúpula	11
2.1.2.4. Panteão	14
2.1.2.5. Hagia Sophia	16
2.1.2.6. Millennium Dome.....	17
2.2. O PAVILHÃO ROSA MOTA.....	18
2.2.1. LOCALIZAÇÃO	18
2.2.2. CARACTERÍSTICAS CONDICIONANTES	18
2.2.3. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA	20
2.2.4. MATERIAIS.....	21
2.2.5. NOTA HISTÓRICA	22
2.2.6. ARQUITETO JOSÉ CARLOS LOUREIRO E OS ENGS. A. SANTOS SOARES E J.DELGADO DE OLIVEIRA	23

3 VERIFICAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL DA SITUAÇÃO EXISTENTE..... 25

3.1.	REGULAMENTAÇÃO	25
3.2.	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	25
3.3.	MODELO DE ANÁLISE	25
3.3.1.	PROGRAMAS DE CÁLCULO.....	26
3.3.2.	MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	26
3.3.2.1.	Modelo de Barras e de Cascas	27
3.3.3.	QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES	27
3.3.3.1.	Ações Permanentes	28
3.3.3.2.	Ações Variáveis.....	28
3.3.4.	COMBINAÇÃO DE AÇÕES	42
3.3.4.1.	Combinações Fundamentais.....	42
3.3.4.2.	Combinações Acidentais	43
3.3.5.	APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	43
3.3.5.1.	Fundações	43
3.3.5.2.	Articulações	45
3.3.5.3.	Juntas de Dilatação	46
3.3.6.	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS / VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITE DA CÚPULA	49
3.3.6.1.	Verificação da Segurança à Flexão Composta Desviada	49
3.3.6.2.	Verificação da Segurança ao Esforço Transverso	56
3.3.6.3.	Análise das Lajes de Cobertura	57
3.3.6.4.	Comentário à Segurança da Cúpula	58

4 PROJETO DA PLATAFORMA INTERIOR..... 59

4.1.	ESCOLHA E DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA	59
4.1.1.	CONCEPÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA.....	59
4.1.2.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	59
4.1.3.	MATERIAIS	60
4.1.4.	OBJETIVO DA IMPLEMENTAÇÃO DA NOVA ESTRUTURA	61
4.1.5.	IMPACTO VISUAL	61
4.2.	MODELAÇÃO	62
4.2.1.	ANÁLISE COM PROGRAMA DE CÁLCULO (ROBOT)	62

4.3.	ANÁLISE ESTATICA DA ESTRUTURA.....	64
4.3.1.	SOLICITAÇÕES.....	64
4.3.1.1.	Ações Permanentes	64
4.3.1.2.	Ações Variáveis.....	65
4.3.2.	COMBINAÇÕES.....	65
4.3.3.	MODELO GLOBAL.....	65
4.3.4.	MODELO LOCAL.....	66
4.3.4.1.	Dimensionamento da secção tubular quadrada segundo o EC3.....	66
4.3.4.2.	Estrutura suspensa por sistema de cabos	69
4.3.5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS / VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITE DO CONJUNTO CÚPULA COM PLATAFORMA	69
4.3.5.1.	Verificação da Segurança à Flexão Composta Desviada.....	70
4.3.5.2.	Verificação da Segurança ao Esforço Transverso	72
4.3.5.3.	Comentário à Segurança do Conjunto Cúpula com Plataforma	72

5 REFORÇO ESTRUTURAL 73

5.1.	ENQUADRAMENTO	73
5.1.1.	GENERALIDADES SOBRE UMA INTERVENÇÃO DE REFORÇO.....	73
5.1.2.	A NECESSIDADE E A DECISÃO DE REFORÇAR.....	74
5.1.3.	OBJETIVOS DO REFORÇO	75
5.2.	TÉCNICAS DE REFORÇO	75
5.2.1.	REFORÇO DOS ELEMENTOS RESISTENTES	75
5.2.1.1.	Colagem de chapas metálicas	75
5.2.1.2.	Colagem de materiais compósitos (FRPs).....	78
5.2.1.3.	Encamisamento com betão armado.....	80
5.3.	SOLUÇÕES PROPOSTAS PARA O REFORÇO DO PAVILHÃO ROSA MOTA	83
5.3.1.	REFORÇO DAS LAJES DE COBERTURA DA CÚPULA.....	83
5.3.2.	REFORÇO DO PARALELO 8 AO ESFORÇO TRANSVERSO.....	84
5.3.2.1.	Cálculo das Chapas Metálicas	85
5.3.2.2.	Disposição das chapas na secção do paralelo 8	86
5.4.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	88

6 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL 91

6.1.	OBTENÇÃO DA ESTIMATIVA DE CUSTO GLOBAL	91
6.2.	DESCRIÇÃO DAS QUANTIDADES DOS MATERIAIS.....	92
6.2.1.	QUANTIDADES DOS MATERIAIS RELATIVOS À PLATAFORMA INTERIOR	92
6.2.2.	QUANTIDADES DOS MATERIAIS RELATIVOS AO REFORÇO ESTRUTURAL	93
6.3.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	93

7 COMENTÁRIO FINAL 95

7.1.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	95
7.2.	CONCLUSÕES	95
7.3.	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. - Pormenor do Pavilhão Rosa Mota.....	2
Figura 2.1. - Estrutura de uma cúpula.....	6
Figura 2.2.- Comportamento de uma cúpula: (a) esforços na cúpula; (b) deformada da cúpula .	7
Figura 2.3. - Geração da cúpula através do arco.....	8
Figura 2.4. - Cúpulas históricas (a) Rock Mosque, Jerusalém, Israel, aproximadamente 600 dC; (b) Igreja em Moscovo, Rússia, 1475; (c) "Duomo" de Florença, Itália, 1418	9
Figura 2.5. - Ilustração das pendentárias, Hagia Sophia, Istambul	10
Figura 2.6 - Exemplo de uma cúpula do tipo cofre de claustro, Florença, Itália	12
Figura 2.7. - Exemplo de uma cúpula geodésica, Figueres, Espanha	13
Figura 2.8. - Exemplo de uma cúpula do tipo cebola, Madrid, Espanha	14
Figura 2.9. - Vista aérea do Panteão de Roma.....	15
Figura 2.10. - Hagia Sophia	16
Figura 2.11. - Millennium Dome	17
Figura 2.12. - Pavilhão Rosa Mota após a primeira fase de execução, anos 50	19
Figura 2.13. - Construção da cúpula; segunda fase de construção	19
Figura 2.14. - Vista interior da cúpula do pavilhão.....	20
Figura 2.15. - Calote superior da cúpula	21
Figura 2.16. - Antigo Palácio de Cristal, Porto	22
Figura 2.17. – Pavilhão Rosa Mota	23
Figura 2.18- Fórum da Maia.....	24
Figura 3.1. - Modelo do Pavilhão Rosa Mota, Robot	27
Figura 3.2. – Sobrecarga da cúpula dos paralelos	29
Figura 3.3. - Coeficiente de forma com diferentes relações flecha/vão para coberturas cilíndricas segundo o Eurocódigo 1	31
Figura 3.4. - Divisão do território português por zonas em função da ocorrência de neve (EC1)	32
Figura 3.5 – Representação do coeficiente de exposição em função da categoria do terreno (EC1)	34
Figura 3.6. - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para cúpulas de base circular (EC1).....	35
Figura 3.7 - Distribuição de pressões em cilindros de base circular, para diferentes valores do número de Reynolds (EC1).....	37
Figura 3.8- Representação das forças distribuídas devidas ao vento aplicadas nas barras do paralelo de topo.....	38
Figura 3.9. - Espectros de cálculo de resposta horizontal da ação sísmica	40
Figura 3.10. - Vista geral das sapatas do pórtico do pavilhão (projeto de estruturas)	44
Figura 3.11. - Pormenor da disposição das armaduras (a) sapata interior (b) sapata exterior ..	44
Figura 3.12. - Representação das sapatas no programa de cálculo - apoios do tipo "fixed"	45
Figura 3.13. - Articulações na cúpula ao nível do encontro e ao nível do primeiro paralelo	45
Figura 3.14. – Graus de liberdade da rótula de ligação cúpula-pórtico	46
Figura 3.15. - Representação das oito juntas de dilatação ao nível do piso do pavilhão (cota 3,30 m)	47

Figura 3.16. - Pormenor de uma junta de dilatação.....	48
Figura 3.17. – Graus de liberdade das juntas de dilatação	49
Figura 3.18. - Primeira envolvente de rotura da secção 17_v	50
Figura 3.19. - Segunda envolvente de rotura da secção 17_v	51
Figura 3.20. - Terceira envolvente de rotura da secção 17_v	51
Figura 3.21. - Quarta envolvente de rotura da secção 17_v.....	52
Figura 3.22. -Propriedades do betão utilizado para a análise no programa GaLa	52
Figura 3.23. - Propriedades do aço utilizado para a análise no programa GaLa	53
Figura 3.24. - Secção bruta de betão e respetiva armadura da secção17_v no programa GaLa	53
Figura 3.25. - Valor do esforço axial de controlo para definição da primeira envolvente de rotura no programa GaLa	54
Figura 3.26. - Primeira envolvente de rotura do paralelo 8.....	54
Figura 3.27. - Segunda envolvente de rotura do paralelo 8.....	55
Figura 3.28. - Terceira envolvente de rotura do paralelo 8.....	55
Figura 3.29. - Quarta envolvente de rotura do paralelo 8	56
Figura 4.1. - Treliza 3D utilizada para a modelação da plataforma (Robot)	62
Figura 4.2. - Plataforma interior em perspetiva com representação dos apoios (Robot)	63
Figura 4.3. - Vista de frente da plataforma interior (Robot)	63
Figura 4.4 - Ilustração de uma secção tubular quadrada	64
Figura 4.5 - Peso do grating da plataforma.....	65
Figura 4.6. - Primeira envolvente de rotura do paralelo 8, após a implementação da plataforma	70
Figura 4.7. - Segunda envolvente de rotura do paralelo 8, após a implementação da plataforma	71
Figura 4.8. - Terceira envolvente de rotura do paralelo 8, após a implementação da plataforma	71
Figura 4.9. - Quarta envolvente de rotura do paralelo 8, após a implementação da plataforma	72
Figura 5.1 - Reforço por colagem de chapas metálicas sem e com conetores	77
Figura 5.2 - Aplicação de mantas de materiais compósitos em lajes	79
Figura 5.3 - Reforço de uma viga à flexão e ao esforço transversal	81
Figura 5.4 - Disposição das chapas na secção do paralelo 8 - secção reforçada	87
Figura 5.5 - Pormenor da utilização de resinas epóxi na colagem das chapas	88

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1. - Categorias de utilização segundo o EC1	29
Quadro 3.2- Categorias e parâmetros do terreno (EC1)	33
Quadro 3.3 - Valores dos parâmetros de cálculo do espectro de resposta elástico horizontal para um terreno do tipo A, obtidos através do Anexo Nacional, EC8.....	40
Quadro 3.4- Combinações Fundamentais	42
Quadro 3.5 – Combinações Sísmicas.....	43
Quadro 6.1 – Estimativa orçamental da obra.....	91

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O Pavilhão Rosa Mota situa-se na cidade do Porto, sendo inicialmente designado Palácio de Cristal. Esta designação tinha como propósito homenagear o antigo edifício com esse nome cuja localização era a do presente pavilhão.

Este pavilhão foi construído no início dos anos 50 com o propósito de acolher o Campeonato do Mundo de Hóquei em Patins de 1952, tendo sido, posteriormente, considerado património arquitectónico da cidade. No entanto, com o passar dos anos, a sua funcionalidade perdeu o carácter ativo, pelo que várias entidades têm elaborado trabalhos de estudo dos elementos estruturais do pavilhão com o objetivo de expandir a sua aplicabilidade.

No presente trabalho, numa fase inicial, é estudada a história e a contextualização do Pavilhão Rosa Mota, que serve de enquadramento para o desenvolvimento deste documento.

Através do estudo das estruturas em cúpula, como é o caso do pavilhão analisado, é introduzida a abordagem de um sistema estrutural particular que necessita de um cuidado primoroso.

O estudo e recurso às normas regulamentares são essenciais para analisar a situação atual da cúpula do pavilhão.

Neste mesmo trabalho, desenvolvem-se critérios geométricos e de pré-dimensionamento com a finalidade de implementar e analisar um componente arquitectónico.

Durante as análises efetuadas, são estudadas estruturas metálicas e de betão armado, elementos frequentemente utilizados em projetos de Engenharia Civil.

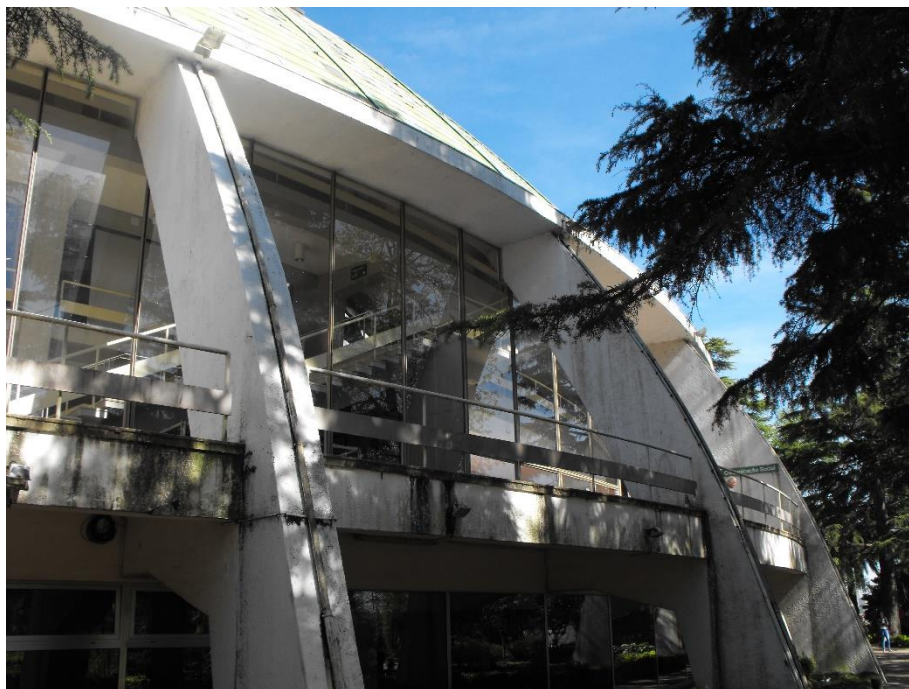


Figura 1.1. - Pormenor do Pavilhão Rosa Mota

1.2. ÂMBITO DO PROJETO E OBJETIVOS

A presente dissertação tem como objetivo a implementação de um componente arquitetónico no Pavilhão Rosa Mota.

O Pavilhão Rosa Mota, ou Pavilhão dos Desportos, tem um espaço de grande aplicabilidade, embora este não se encontre a ser explorado devidamente. A expansão das suas funções originou o âmbito do projeto, uma vez que uma intervenção de reconversão encontra-se a ser feita de momento.

Com a reconversão do pavilhão surgem projetos a aplicar no espaço. A implementação de uma estrutura metálica suspensa na cúpula surge dessa mesma aplicação de novos projetos.

Assim, visto que se trata de uma estrutura em cúpula, torna-se necessário efetuar, primeiro, um enquadramento histórico das cúpulas e, depois, uma descrição geral do pavilhão existente. De seguida, é analisada a verificação de segurança da cúpula para, depois, se proceder à implementação da plataforma suspensa.

Após o dimensionamento e implementação da nova estrutura (plataforma suspensa), é necessário voltar a verificar a segurança da cúpula.

1.3. DESCRIÇÃO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Na presente secção será elaborada toda a descrição e organização do documento. A presente dissertação encontra-se dividida em sete capítulos.

O presente, e primeiro capítulo, de nome “Introdução” visa o enquadramento geral do estudo elaborado neste documento. Neste capítulo descreve-se a motivação que levou à elaboração do referido estudo.

No segundo capítulo, “Descrição do Pavilhão Existente: O Pavilhão Rosa Mota”, elabora-se um estudo sobre a história e evolução das estruturas em cúpula e descreve-se a estrutura do Pavilhão Rosa Mota, que é o alvo principal do presente documento. Fala-se, sucintamente, sobre o elemento que originou a cúpula, o arco, descrevem-se os tipos de cúpula mais correntes e abordam-se alguns exemplos de estruturas em cúpula que marcaram a Humanidade. Em relação ao Pavilhão Rosa Mota, são referidos aspetos como a localização do pavilhão, suas características e geometria, materiais, história e é elaborada uma pequena biografia do arquiteto que o projetou.

Em relação ao terceiro capítulo, de nome “Verificação e Análise Estrutural da Situação Existente”, é analisado, estruturalmente, o objeto de estudo deste documento, a cúpula do Pavilhão Rosa Mota. Neste capítulo, é referida a regulamentação utilizada e explica-se o procedimento adotado para a modelação do pavilhão. A modelação foi elaborada no programa de cálculo “Autodesk Robot Structural Analysis 2017” e encontra-se totalmente descrita neste capítulo. É feita uma descrição exaustiva das ações consideradas bem como das correspondentes combinações, sendo ainda expostas as condições de apoio e juntas de dilatação presentes na estrutura. O capítulo três termina com a verificação da segurança dos elementos estruturais da cúpula em relação aos esforços atuantes.

O capítulo quatro, “Projeto da Plataforma Interior”, aborda o projeto de acréscimo de um componente arquitetónico, uma plataforma metálica suspensa na cúpula através de um sistema de cabos. É neste capítulo que se define a geometria da plataforma, tendo por base critérios de pré-dimensionamento, e definem-se também os materiais utilizados. A modelação foi elaborada recorrendo mais uma vez ao programa de cálculo Robot. Posteriormente, foi elaborada uma análise estática em Estado Limite Último. São também descritas as solicitações da plataforma suspensa e correspondentes combinações. Em relação à plataforma, esta é analisada isoladamente para efeitos de dimensionamento das secções a adotar. Por fim, paralelamente ao que foi feito no capítulo anterior, verifica-se a segurança dos elementos estruturais, agora do conjunto cúpula com plataforma, em relação aos esforços atuantes.

Relativamente ao capítulo cinco, “Reforço Estrutural”, este surge da necessidade de reforçar o pavilhão tendo em conta as conclusões retiradas do capítulo três e do capítulo quatro. Neste capítulo, enquadra-se a necessidade de aplicação das técnicas de reforço estrutural numa possível situação de intervenção e apresentam-se, detalhadamente, algumas técnicas que podem ser aplicadas na situação estudada. Posteriormente, depois de apresentadas as técnicas de reforço estrutural, são propostas soluções de reforço para a estrutura analisada.

No capítulo seis, “Estimativa Orçamental”, é elaborado um orçamento que inclui o projeto de acréscimo da plataforma interior e o projeto de reforço estrutural a aplicar para garantir a segurança da estrutura.

No sétimo capítulo, descrevem-se as conclusões retiradas do presente trabalho e sugerem-se temas de estudo para desenvolvimentos futuros.

2

DESCRIÇÃO DO PAVILHÃO EXISTENTE: O PAVILHÃO ROSA MOTA

2.1. ESTRUTURAS EM CÚPULA

Como enquadramento, uma vez que o caso de estudo desta dissertação é a estrutura do Pavilhão Rosa Mota (também conhecido como Palácio de Cristal ou Pavilhão dos Desportos), será feita, nesta secção, uma breve descrição da história e evolução de estruturas em cúpula, onde são apresentados alguns exemplos. Inicialmente fala-se do que é uma cúpula e de como esta peça particular se comporta estruturalmente, tendo como complemento a abordagem do arco, estrutura nobre da Engenharia Civil.

2.1.1. ASPETOS GERAIS

A cúpula evolui a partir do arco hemisféricamente, ou seja, estruturalmente, pode ser interpretada como sendo um arco tridimensional. A sua função recai essencialmente na formação de um “teto”, o que na linguagem da engenharia se interpreta como uma cobertura, sendo assim considerados os maiores telhados do mundo (*Dome Architecture*, 2014). As suas características e tipologia podem definir a arquitetura de uma cidade, tratando-se assim de monumentos/edifícios emblemáticos perceptíveis a longa distância e tornando-se pontos de atração turística. Na época do Renascimento, as cúpulas tiveram um papel importantíssimo representando o “céu” e dando uma sensação de proteção divina (Stuart, 2006).

Estruturalmente a cúpula tem um comportamento característico. Quanto à sua constituição, uma cúpula contém geralmente meridianos e paralelos, ver Figura 2.1. Os meridianos, com forma de arcos, são verticais e restringem os esforços de compressão tendo grande apetência a abrirem na base, abertura essa que é restringida pelos paralelos (horizontais) que têm forma de anel e restringem a tração gerada pelas respetivas aberturas.

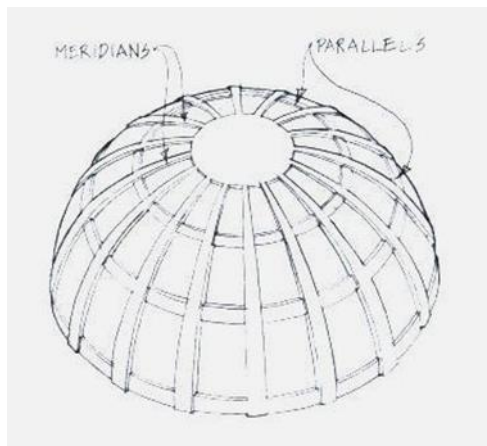


Figura 2.1. - Estrutura de uma cúpula
(SALVADORI, Mario, 1990. Why Buildings Stand Up. WW Norton & Company. New York reproduzido em Stuart, 2006)

Devido a estes esforços, a estrutura da cúpula tende a baixar a sua cota superior e a “abrir” na sua base. Para resistir aos esforços, os paralelos inferiores resistem a forças de tração, o que provoca o aumento de diâmetro da cúpula, tal como referido anteriormente, enquanto que os paralelos superiores resistem a forças de compressão causando assim uma redução do diâmetro (como se constata na Figura 2.2 (a)). Note-se que na estrutura as deformações causadas pelos esforços atrás mencionados são ínfimas quando comparadas com as provocadas pela flexão (Figura 2.2 (b)) (Stuart, 2006).

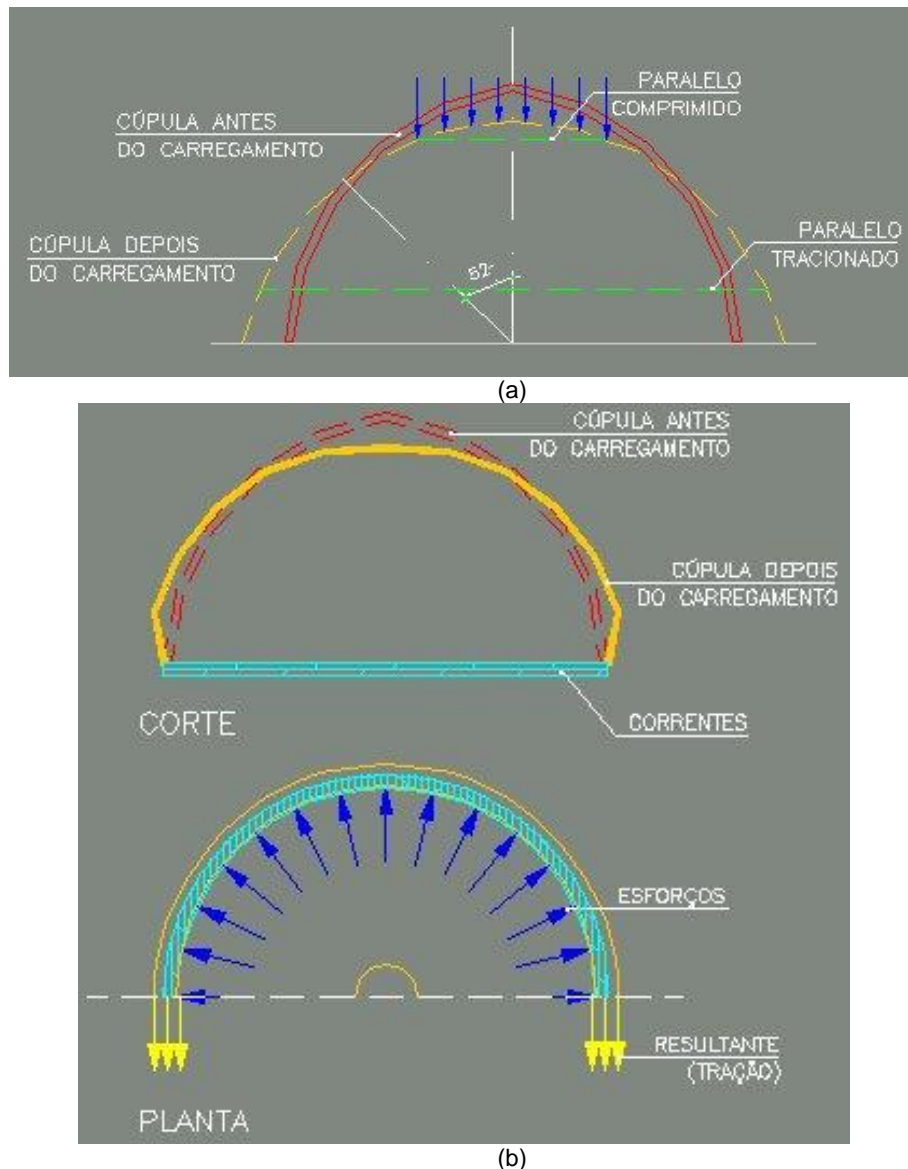


Figura 2.2.- Comportamento de uma cúpula: (a) esforços na cúpula; (b) deformada da cúpula
(Stuart, 2006)

2.1.2. HISTÓRIA E EVOLUÇÃO

2.1.2.1. O Arco

O arco define-se como um elemento em forma curva em que a zona central é mais alta que as zonas de extremidade. A sua altura a meio vão, ou seja, a distância entre a linha (imaginária) horizontal que une os apoios e a altura máxima ao nível da geratriz do arco denomina-se por flecha (Nunes, 2011).

É possível “definir o arco como um elemento estrutural curvo que transmite o seu peso próprio e as suas sobrecargas a dois apoios, por meio apenas ou principalmente de esforços normais simples de compressão. (...) Portanto, o arco é um sistema estrutural de forma ativa. (...) O mecanismo de suporte dos sistemas estruturais de forma ativa, que permite a condução das cargas solicitantes por meio de esforços normais simples, reside essencialmente na forma do material, de modo que

o desvio da forma adequada pode colocar em risco o funcionamento do sistema ou demandar mecanismos adicionais de compensação” (Nunes, 2009).

“O arco é um sistema estrutural de fundamental importância na história da arquitetura” (Nunes, 2009).

“Os diferentes tipos de arco, as arcadas, as abóbadas e as cúpulas são variações sobre o tema arco” e que este, “quaisquer que sejam as alterações estilísticas, foi a base da arquitetura europeia” (Nunes, 2009).

Ao nível da construção, tendo em conta a sua grande eficiência estrutural, o arco tem uma grande aplicabilidade, existindo um variado leque de tipos de arco. Os tipos de arco dependem do que se pretende implementar e a forma da sua curva varia em função de fatores como o tipo de material e os esforços atuantes (Nunes, 2011).

O arco é, provavelmente, a mais antiga e mais eficiente forma existente de sistemas construtivos. O sistema construtivo em arco surgiu através das civilizações antigas. Uma vez que na época os materiais usados na construção eram limitados, tentava-se tirar o máximo partido da sua resistência à compressão mediante a adoção das configurações geométricas mais adequadas.

A construção em arco foi desenvolvida pelos Etruscos e mais tarde aperfeiçoada pelos Romanos que começaram a construir pontes e aquedutos em arco, inicialmente com pequenos vãos e, mais tarde, devido à experiência adquirida, desenvolveram obras de arte de maior envergadura. Devido ao desenvolvimento do arco, os Romanos iniciaram a construção de cúpulas nos seus monumentos, depois de já dominarem esta forma estrutural.

O arco surge da necessidade de obter espaços livres no interior da estrutura, o que em estruturas regulares com pilares à fundação e vãos mais curtos não é possível com vãos da mesma ordem de grandeza. O processo evolutivo do arco nasce da colocação de elementos de alvenaria em balanço relativamente aos anteriores e posterior corte, de modo a formar uma linha contínua. Esta evolução conduziu à configuração curva da parte superior da abertura permitindo que todos os elementos do arco ficassem solicitados a esforços de compressão. Mais tarde, para absorver as reações horizontais devidas ao arco, desenvolveram-se os contrafortes.

Posteriormente, com o aparecimento do aço e do betão armado, os arcos apareceram em construções mais ousadas.

2.1.2.2. A Origem da Cúpula e sua História

Simplificadamente, pode-se admitir que uma cúpula é gerada através da rotação de um arco em torno de um eixo vertical.

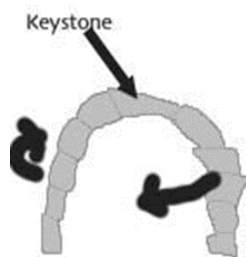


Figura 2.3. - Geração da cúpula através do arco

(Carr, 2017)

O conceito de cúpula surge na época do Império Romano aproximadamente 100 anos depois do nascimento de Cristo (dC). Um grande exemplo de uma das primeiras cúpulas é o famoso Panteão de Roma; outro antigo exemplar bastante conhecido é a Hagia Sophia de Constantinopla, atual Istambul, construída pelo imperador Justiniano nos anos 500 depois de Cristo, dois exemplos que serão brevemente descritos neste documento. Na Ásia Ocidental, durante o período do Império Islâmico, nos anos 600 depois de Cristo, é construída a mesquita Rock Mosque em Jerusalém e, em Damasco, a Grande Mesquita, nos anos 700, ambas com uma cúpula. Após um longo período de estagnação os arquitetos europeus voltam a desenhar edifícios com cúpulas por volta dos anos 1100. Na Rússia, por volta do ano 1200, adotou-se um estilo próprio com pequenas cúpulas em forma de cebola nas igrejas. Na Europa, um bom e mais recente exemplo da construção de cúpulas é a grande cúpula da Catedral de Santa Maria del Fiore, o “Duomo” de Florença, construída em 1418 (Carr, 2017).



(b)



(a)



(c)

Figura 2.4. - Cúpulas históricas (a) Rock Mosque, Jerusalém, Israel, aproximadamente 600 dC; (b) Igreja em Moscovo, Rússia, 1475; (c) "Duomo" de Florença, Itália, 1418
(Carr, 2017; Luz, 2014)

A cúpula tem assumido um percurso evolutivo com a história da nossa civilização e, em termos de design, vários foram os arquitetos que exploraram intensiva e diversificadamente as particularidades e os aspetos deste tipo de construção por todo o mundo, tal como os bizantinos, os romanos, os persas e os islâmicos. As cúpulas são semiesferas ocas, porém o "Building Construction Handbook" descreve-as como: "cascas de dupla curvatura que podem ser rotacionalmente formadas por qualquer figura curva de plano geométrico girando em torno de um eixo vertical central. ". As cúpulas evoluíram do arco sendo inicialmente aplicadas, por técnicas adaptáveis, a edifícios mais pequenos como túmulos ou cabanas, nomeadamente no Mediterrâneo, na Índia e no Médio Oriente (*Types of dome*, 2017). Porém, foram os romanos que expandiram estas estruturas hemisféricas por toda a área do seu Império, ou seja, a larga escala. Um bom exemplo é o Panteão Romano, como já foi referido anteriormente, que é constituído por grandes paredes de suporte cuja função é resistir aos impulsos exercidos pela cúpula em todo o seu perímetro (*Dome Architecture*, 2014).

Mais tarde, os bizantinos criaram uma técnica para edificar cúpulas sobre pilares que consistia em criar uma transição entre uma base cúbica e a cúpula. Esta transição dá-se através das intituladas pendentárias que, segundo a Encyclopaedia Britannica, são definidas por "massas triangulares invertidas de alvenaria curvadas horizontalmente e verticalmente" (ver Figura 2.5). O ponto mais alto da cúpula, o ápice, assentava sobre os pilares. Era por meio das pendentárias que os esforços presentes na cúpula se transmitiam para os pilares. A mesma figura mostra que as pendentárias formavam arcos através dos quais se traçava o caminho das forças (*Dome Architecture*, 2014).

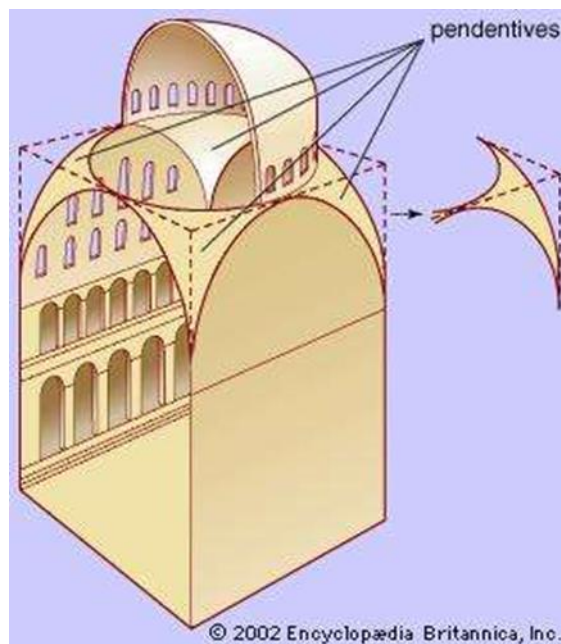


Figura 2.5. - Ilustração das pendentárias, Hagia Sophia, Istambul

(*Dome Architecture*, 2014)

Depois da era do gótico, a cúpula “renasce” no período do renascimento e do barroco. É também de realçar que o período da construção do ferro e do aço preservou a cúpula. Com o aparecimento do betão armado, a típica abóboda perde o caráter retilíneo e a cúpula passa a ser curva tanto em comprimento como em largura dissipando a original distinção da nomenclatura entre abóboda e

cúpula. Atualmente esta distinção baseia-se no tipo de curvatura da laje que as constitui (*Dome Architecture*, 2014).

Com a evolução das técnicas construtivas e o aprimoramento do design, a aplicação da cúpula estendeu-se a grandes edifícios essencialmente de carácter legislativo e religioso, sendo na atualidade frequentemente usadas em edifícios desportivos, de lazer e cultura, como é o exemplo estudado no presente documento. (*Types of dome*, 2017).

São inúmeros os materiais que podem ser utilizados na construção de uma cúpula, destacando-se o betão, a alvenaria, a madeira, o aço e até mesmo o ferro fundido. Atualmente a utilização de materiais leves e de estruturas suspensas por cabos também tem sido alvo de estudo e inovação na conceção de cúpulas.

Devido à sua semelhança com os arcos, as cúpulas tradicionais são altamente eficientes, criando um espaço livre que abrange grandes áreas sem a necessidade de terem pilares intermediários.

2.1.2.3. Tipos de Cúpula

Nesta secção, aborda-se, sucintamente, alguns dos tipos de cúpula mais comuns na construção ao longo da história. (*Types of dome*, 2017)

i. Cúpula corbel

É uma das primeiras formas de cúpula. Oriundas da construção paleolítica, não são cúpulas no sentido estrito uma vez que se tratam de camadas horizontais de alvenaria que se balanceiam até ao encontro no centro.

ii. Cofre de claustro

São as típicas abóbodas, tendo forma poligonal na sua secção transversal horizontal. A Figura 2.6 representa um exemplo de uma cúpula do tipo cofre de claustro.



Figura 2.6 - Exemplo de uma cúpula do tipo cofre de claustro, Florença, Itália

(*Cofre do Claustro*, [s.d.])

iii. Cúpula de arco cruzado

É o primeiro tipo de abóbodas com nervuras. As nervuras não se encontram no centro da cúpula, mas interligam-se formando polígonos e deixam um espaço vazio no centro.

iv. Cúpula geodésica

É uma estrutura esférica que consiste numa rede de triângulos que se auto-balanceia, estruturalmente, através do mínimo de materiais. Foi criada por Buckminster Fuller no final da década de 1940. A figura 2.7 representa um exemplo de uma cúpula geodésica.



Figura 2.7. - Exemplo de uma cúpula geodésica, Figueres, Espanha
(*Types of dome*, 2017)

v. Cúpula monolítica

É uma estrutura constituída por uma única peça.

vi. Cúpula oval

Como o próprio nome indica, é definida pelo facto de o seu perfil ter uma forma oval. A geometria é caracterizada através de combinações de arcos circulares que fazem a transição em pontos circulares.

vii. Cúpula de cebola

Caracterizada, essencialmente, pela projeção além do seu diâmetro de base e pela transição suave, em forma de ogiva. Geralmente a sua altura excede a sua largura e está, frequentemente, associada à arquitetura russa. A figura 2.8 representa um exemplo de uma cúpula do tipo cebola, assim como também é possível observar na figura 2.4 (b).



Figura 2.8. - Exemplo de uma cúpula do tipo cebola, Madrid, Espanha

(Types of dome, 2017)

viii. Cúpula rotacional

Conhecida como “cúpula hemisférica”, é metade de uma esfera e é construída por um feixe circular.

ix. Cúpula pires

É caracterizada por ser, em termos de área, um dos maiores tipos de cúpula. Em perfil, é mais rasa do que outros tipos de cúpula.

2.1.2.4. Panteão

Segundo Carr (2017), cerca do ano 10 aC, Agripa, um dos generais do imperador romano Augusto, construiu um templo no centro de Roma para “todos os deuses” (significado de Panteão em grego). Sabe-se que o atual Panteão de Roma é o terceiro exemplar, uma vez que o primeiro, no reinado de Tito em 80 dC, foi incendiado e que o segundo, edificado por Domiciano, também incendiou.

O terceiro e atual foi construído por Adriano por volta de 120 dC no mesmo local dos anteriores embora tenha um estilo mais “atual”. Trata-se de uma obra arrojada para a época com 43 metros

de diâmetro e com uma altura desde o solo até ao ápice da cúpula de 43 metros. Até ao momento da sua construção era a maior cúpula até então construída.

Como base da cúpula, devido à sua envergadura, foi necessário construir paredes de seis metros de espessura. Outra curiosidade é o facto de o óculo da cúpula, o buraco de topo do santuário, ser aberto, como se pode verificar na Figura 2.9.

Existem dois parâmetros que fazem com que as condições do Panteão de Roma estejam bem conservadas. O primeiro deve-se ao facto de, em 609 dC, o Imperador Focas ter entregue o Panteão à igreja cristã. Depois desta doação, o clero cuidou do monumento mantendo-o sempre em boas condições. O segundo parâmetro é a distância a que se encontra o Panteão do grande terramoto que atingiu Itália em 847 dC. Contrariamente ao que se passou com o Panteão, esse terramoto destruiu tanto o Coliseu como o Fórum Romano.



Figura 2.9. - Vista aérea do Panteão de Roma
(Gondal, 2015)

Embora seja de menor dimensão, apenas com a construção do Hagia Sophia nos anos 500 dC é que surge uma cúpula com uma dimensão equiparável à do Panteão. A primeira cúpula maior que a do Panteão surge em 1400 com a construção do “Duomo” de Florença, tendo esta quase as mesmas dimensões do Panteão. No entanto, apenas no século XIX, com o aparecimento do betão armado, é que voltam a surgir cúpulas com dimensões semelhantes às destes monumentos.

2.1.2.5. Hagia Sophia

De acordo com Carr (2017), tal como aconteceu com o Panteão, Hagia Sophia foi construída três vezes. Nos anos 300 dC, o imperador romano Constâncio II construiu uma igreja imponente ao lado do palácio imperial em Constantinopla (atual Istambul), no entanto a igreja foi queimada em motins. O mesmo se passou com a segunda edificação reconstruída por Pulcheria cerca de 100 anos mais tarde. Esta também ardeu devido ao mesmo motivo. Assim, em 537 dC, o imperador Justiniano reconstruiu a igreja pela terceira vez cerca de seis anos depois de a segunda ter incendiado.

Hagia Sophia significa “santa sabedoria” e é, arquitetonicamente, um exemplo de inovação na época. A igreja é constituída por uma grande cúpula sobre a nave cercada por pequenas cúpulas.

Devido ao elevado número de terremotos que ocorrem em Istambul, a cúpula da Hagia Sophia desmoronou poucos anos depois de ter sido construída. A cúpula foi reconstruída com melhor engenharia e com um pouco mais de altura, tratando-se da que existe atualmente. A nova tecnologia era caracterizada por pendentes (ou pendentárias) que são peças triangulares de transição entre a cúpula e as paredes que se encontram por baixo desta, como já foi referido na secção 2.1.2.2. Realce-se que a nova cúpula era constituída por nervuras, que canalizavam as forças para os locais pretendidos das paredes. Este problema não se verificou no Panteão uma vez que se trata de uma estrutura redonda. Ainda devido aos terremotos, algumas secções da cúpula voltaram a entrar em colapso, sendo, mais tarde, reconstruídas.

Mais tarde, em meados dos anos 1400, a antiga Constantinopla foi capturada pelos otomanos. Estes mudaram Hagia Sophia para uma mesquita e acrescentaram-lhe quatro minaretes, como é possível observar na Figura 2.10. Depois, em 1931, com a nova República da Turquia, Hagia Sophia foi convertida em museu e assim permanece até aos dias de hoje.



Figura 2.10. - Hagia Sophia
(Inman, 2014)

2.1.2.6. Millennium Dome

Também conhecido como “The Dome”, o Millennium Dome foi inaugurado no ano 2000 como centro das comemorações do novo milénio pelo Reino Unido. Está localizado em Greenwich, Londres, e trata-se de uma cúpula constituída por uma rede de cabos (*Millennium Dome*, 2017).

Em 2005 é rebatizada como O2 Arena e foi reaberta ao público em 2007, sendo atualmente a mais movimentada arena de música do mundo. Mais recentemente serviu também de palco para algumas modalidades, nomeadamente ginástica, nas Olimpíadas de Londres de 2012.

Em 1994, o governo de John Major tem a iniciativa de uma comemoração nacional para o novo milénio, para o que, em março de 1995 é publicado, pela comissão do milénio, um documento de consulta sendo as propostas reveladas em maio. Em janeiro de 1996 é selecionada a agência Imagination Group para um estudo de desenvolvimento de propostas. A ideia da Imagination estava direcionada para Birmingham que, apesar de ser uma localidade central do Reino Unido, não satisfaz o governo que preferiu remeter o projeto para Greenwich, local que é atravessado pelo “meridiano-referência” do mundo e que assim daria um impacto maior no objetivo pretendido.

Surge então a ideia de conceber uma grande cúpula que representaria o local ideal a servir de abrigo para uma comemoração épica e marcante. É então criada a New Millennium Experience Company Ltd, empresa cuja função seria gerir todo o processo de conceção e construção do Millennium Dome bem como os eventos comemorativos associados.

Esta cúpula tem 320 metros de diâmetro e é considerada o maior espaço fechado individual do mundo. Foi construída pela empresa McAlpine / Laing Joint Venture (MLJV). Reforçando a ideia atrás referida, a Millennium Dome não se trata nem de uma estrutura de tecido tradicional nem de uma cúpula convencional, sendo uma estrutura constituída por uma rede de cabos e revestida por painéis de tecido plano. Tem 52 metros de altura, sendo suportada por 12 mastros cada um com 100 metros de altura e por 72 quilómetros de cabos. O tecido plano da cúpula é em fibra de vidro revestido com PTFE (Politetrafluoretileno) e é constituído por duas camadas de tecido, o que providencia isolamento entre o exterior e o interior e reduz os efeitos de condensação.



Figura 2.11. - Millennium Dome
(Prandi, 2013)

2.2. O PAVILHÃO ROSA MOTA

2.2.1. LOCALIZAÇÃO

O Pavilhão Rosa Mota, ou Pavilhão dos Desportos, localiza-se na cidade do Porto, mais propriamente na rua Dom Manuel II, freguesia de Massarelos, e é considerado património arquitetónico da cidade. A sua localização é privilegiada não só a nível geográfico e topográfico como também a nível de vias de comunicação e transportes. No local, a circundar o pavilhão existem os “Jardins do Palácio de Cristal”, área singular de grande biodiversidade tanto de fauna como de flora. É de realçar também a esplêndida vista que inclui não só o Rio Douro como a margem sul, a cidade de Vila Nova de Gaia. Trata-se, assim, de um espaço exímio para momentos de lazer e de reunião.

2.2.2. CARACTERÍSTICAS CONDICIONANTES

O Pavilhão Rosa Mota é uma estrutura construída em betão armado aparente com uma geometria circular em planta e um diâmetro de 90 metros na base. A cobertura é uma cúpula suportada por 32 pórticos radiais. Este conjunto constitui o corpo da obra de arte (Bahia *et al.*, 2010).

Este projeto foi concebido em duas fases:

- A primeira fase (figura 2.12) consistiu na construção dos 32 pórticos radiais em forma de “A”, estruturas que servem de suporte para a cúpula e onde se apoiam, nas consolas dos respetivos pilares interiores, os 3 níveis de bancadas. Nestes pórticos apoia-se também a laje do piso principal do pavilhão. Esta fase decorreu antes da realização do Campeonato do Mundo de Hóquei em Patins de 1952. Na figura 2.12 é possível observar as costelas que fazem a perna do “A”. Estas unem-se ao meridiano da cúpula e ao pilar interior do pórtico a 12 metros da cota do piso principal atrás referido. Estes pilares radiais formam assim a parte inferior dos meridianos.
- A segunda fase (figura 2.13) consistiu na construção da cúpula de cobertura do pavilhão e a respetiva calote de remate. No topo da cúpula encontra-se o último, e mais pequeno, paralelo estrutural, designado neste trabalho como “paralelo 8”. O paralelo 8 tem 14 metros de diâmetro e é nele que terminam os 32 meridianos estruturais. Esta cúpula é então constituída por 8 anéis, ou paralelos.

No entanto é também de realçar a existência de um outro paralelo na zona de interceção entre os pórticos radiais e a cúpula, designado por “paralelo do encontro” e ainda a existência de um paralelo que une exteriormente as 32 costelas, o “paralelo do pórtico” que se encontra a uma cota de, sensivelmente, 6 metros acima do piso principal.

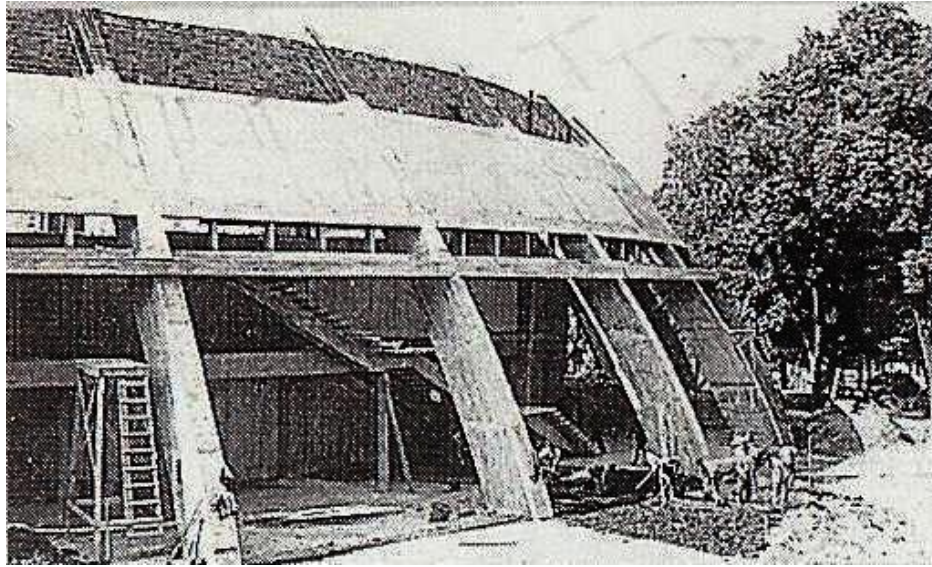


Figura 2.12. - Pavilhão Rosa Mota após a primeira fase de execução,
anos 50
(Bahia *et al.*, 2010)



Figura 2.13. - Construção da cúpula; segunda fase de construção
(Marques e Matos, [s.d.])

Estes 10 paralelos foram todos considerados no modelo de análise assim como a totalidade dos 32 meridianos. Apesar de neste documento apenas ser alvo de estudo a cúpula, tenta-se dar o máximo rigor e realismo ao modelo a nível estrutural.

2.2.3. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

O Pavilhão Rosa Mota é formado por uma cúpula com cerca de 32 metros de altura e um diâmetro, na sua base, de 90 metros. Esta é constituída por 32 pórticos meridionais e 10 paralelos que os contraventam. No estudo da cúpula, serão considerados apenas os 8 paralelos, que se encontram sobre a intersecção do pórtico de suporte em forma de “A” com a respetiva cúpula em análise, apesar de terem sido todos modelados, como já foi referido.

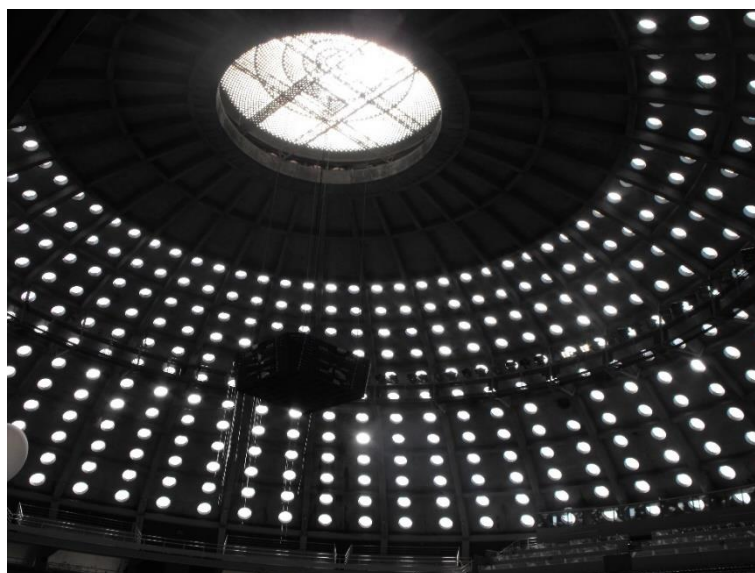


Figura 2.14. - Vista interior da cúpula do pavilhão

O conjunto dos meridianos com os oito paralelos forma uma espécie de grelha reticulada ortogonal que é preenchida por painéis, que são lajes de betão armado cuja espessura varia entre 9 a 5 centímetros no sentido ascendente. Assim, existem oito níveis de painéis, pelo que os 6 níveis inferiores apresentam quatro óculos de iluminação cada um, enquanto os restantes são opacos, como se observa na figura 2.14.

A cúpula é monolítica, não apresentando juntas de dilatação, ao contrário dos elementos estruturais construídos durante a primeira fase (como será descrito mais á frente). Porém, de modo a reduzir os esforços, existem duas articulações na base da cúpula, constituídas por elementos laminares de chumbo, que foram selados numa fase posterior à aplicação das cargas permanentes. Este método assegura a restituição da continuidade dos elementos de betão armado. Como é possível observar no projeto de estruturas do pavilhão, as articulações estão presentes em dois níveis. O primeiro corresponde à base da cúpula, que no modelo se caracterizou por uma rótula. O segundo nível encontra-se acima do primeiro paralelo da cúpula, não tendo sido considerado na modelação da estrutura.

Em relação à calote superior da cúpula (Figura 2.15), esta vence a abertura de 14 metros referente ao diâmetro do último paralelo. Pode ser interpretada como uma cúpula abatida e é constituída por um envoltório delgado de blocos de vidro vazados separados por nervuras de betão armado com a forma de espirais cruzadas. Note-se que no presente estudo, a calote superior também não foi modelada. No entanto, o seu peso foi contabilizado como uma ação permanente.

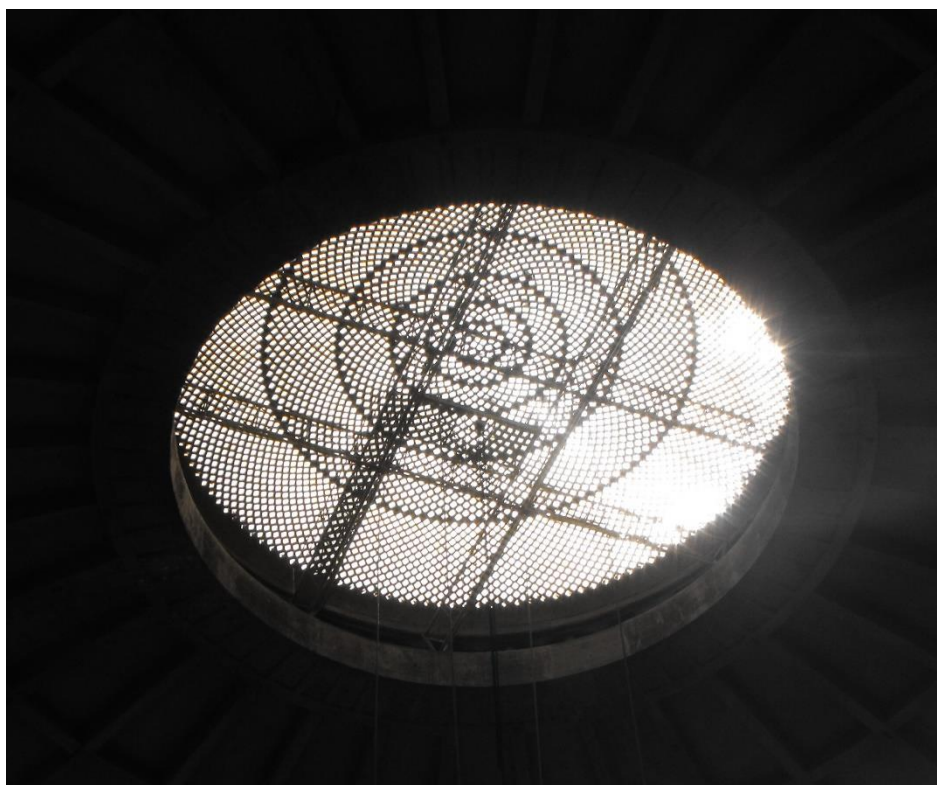


Figura 2.15. - Calote superior da cúpula

2.2.4. MATERIAIS

A escolha dos materiais adotados na obra do Pavilhão Rosa Mota foi crucial para a finalidade pretendida e para a resposta a que esta estrutura teve e tem de dar. Estes materiais foram escolhidos mediante algumas variáveis inerentes ao projeto: as propriedades mecânicas, funcionais e estéticas dos elementos estruturais, assim como foram também influenciados pelo esquema estrutural do pavilhão. A localização tem alguma relevância em relação a este campo específico visto que a durabilidade pretendida face a possíveis agentes externos e agressivos pode ficar comprometida. Neste caso, o essencial é obter uma boa resposta da estrutura face às solicitações, como já foi referido. Apesar de não se ter tido acesso ao orçamento estabelecido na época, prevê-se que este também pode ter sido preponderante para a escolha dos materiais.

Os elementos estruturais do pavilhão são todos em betão armado, no entanto, a laje da cúpula está revestida por uma placa de cobre esverdeada, tonalidade essa que se enquadra com a florestação envolvente, o que é esteticamente agradável. Serão agora descritos com mais detalhe o aço e o betão utilizados na construção da obra de arte.

Em relação ao aço, foi utilizado o A235 com uma tensão de cedência de aproximadamente 240 MPa. O betão utilizado foi semelhante ao comum C25/30 com $f_{cd} = 16500$ kPa (valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão), (Marques e Matos, [s.d.]).

2.2.5. NOTA HISTÓRICA

No que diz respeito ao Pavilhão Rosa Mota (ou Pavilhão dos Desportos) descreve-se na presente secção um apanhado histórico sobre o antigo edifício que se encontrava no local antes da sua existência, o célebre Palácio de Cristal. É descrita também alguma informação sobre a história do próprio Pavilhão e, na secção seguinte, sobre o prestigiado arquiteto que o projetou, o Arquiteto José Carlos Loureiro.

O Palácio de Cristal (o edifício antigo), representado na Figura 2.16, foi inaugurado em 1865 pelo Rei D. Luís para receber a Exposição Internacional do Porto e demolido em 1951 para ser substituído pelo atual Pavilhão Rosa Mota. Foi projetado pelo arquiteto inglês Thomas Dillen Jones, tendo como modelo o londrino Crystal Palace. Era dividido por três naves, tinha 72 metros de largura e 150 metros de comprimento. Em 1933 o edifício e a sua área envolvente (incluindo os jardins) foram comprados pela Câmara Municipal do Porto. Durante a sua vida, este edifício acolheu inúmeras exposições e eventos. A sua demolição deu lugar ao atual Pavilhão Rosa Mota cuja construção tinha como objetivo receber o Campeonato Mundial de Hóquei em Patins de 1952 (Cerejo, 2013).



Figura 2.16. - Antigo Palácio de Cristal, Porto

Relativamente ao Pavilhão Rosa Mota, Figura 2.17, anteriormente conhecido como Pavilhão dos Desportos, este tem 30 metros de altura e bancadas com capacidade para 4568 lugares (mais 400 para jornalistas). O Campeonato Mundial de Hóquei em Patins de 1952 foi realizado sem que a construção do pavilhão estivesse totalmente concluída, faltando construir a sua cúpula. Ao longo do tempo o Pavilhão recebeu inúmeros jogos dos mais variados desportos e acolheu também atividades culturais como teatro, circo, exposições, congressos, etc. Em homenagem à famosa atleta portuense Rosa Mota o pavilhão passou, em 1991, a ter o nome desta. O pavilhão foi projetado pelo Arquiteto José Carlos Loureiro, como foi referido anteriormente, e pelos engenheiros Jorge Delgado de Oliveira e António Santos Soares. Mais recentemente perspetivaram-se inúmeras intervenções para a reabilitação deste edifício no âmbito de transformá-lo num espaço multiusos semelhante ao Pavilhão Atlântico. No entanto, ainda nada se fez neste sentido estando a sua reconversão e requalificação a serem estudadas. Mais recentemente, em 2016, foi entregue a reabilitação e gestão do Pavilhão ao consórcio “Porto 100% Porto”.



Figura 2.17. – Pavilhão Rosa Mota

2.2.6. ARQUITETO JOSÉ CARLOS LOUREIRO E OS ENGS. A. SANTOS SOARES E J. DELGADO DE OLIVEIRA

Historicamente, faz-se uma breve biografia do “Pai” do Pavilhão, o Arquiteto José Carlos Loureiro. José Carlos Loureiro é natural da Covilhã e nasceu a 2 de Dezembro de 1925. Foi docente na Escola Superior de Belas-Artes do Porto onde se licenciou. Tem uma vastíssima atividade como arquiteto, tendo projetado edificações como o Pavilhão Rosa Mota (alvo de estudo deste trabalho), a Capela das Aparições de Fátima, a sua própria casa, o Edifício Parnaso, o Hotel D. Henrique ou o Mercado de Barcelos. Realce-se também o Conservatório Regional de Aveiro, a Igreja de Valbom e o Fórum da Maia (Figura 2.18), todos da sua autoria. Obteve Menção Honrosa na Exposição de Arte dos Jogos Olímpicos de Verão de Helsínquia em 1952 e foi membro da OAM (Organização de Arquitetos Modernos) (Loureiro, 2012).

Relativamente ao projeto de estruturas do pavilhão este foi desenvolvido pelos engenheiros António Santos Soares e Jorge Delgado de Oliveira como já foi referido.



Figura 2.18- Fórum da Maia
(Câmara Municipal da Maia, [s.d.])

3

VERIFICAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL DA SITUAÇÃO EXISTENTE

3.1. REGULAMENTAÇÃO

Para a análise da estrutura e correspondente verificação foram estudadas as normas europeias, os Eurocódigos, apesar de o pavilhão ter sido projetado com as normas portuguesas da época.

As normas utilizadas foram as seguintes:

- EN1990:2009, Bases para o projeto de estruturas;
- EN1991-1-1:2009, Ações em estruturas: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- EN1991-1-3:2009, Ações em estruturas: Ações gerais – Ações da neve;
- EN1991-1-4:2010, Ações em estruturas: Ações gerais – Ações do vento;
- EN1991-1-5:2009, Ações em estruturas: Ações gerais – Ações térmicas;
- EN1992-1-1:2010, Projeto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios;
- EN1998-1:2010, Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

3.2. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Como foi referido anteriormente, utilizaram-se as normas europeias para a contabilização das ações e correspondente verificação de segurança da estrutura. No presente estudo, apenas foi estudada a verificação de segurança ao Estado Limite Último. O Estado Limite de Serviço não foi considerado uma vez que se pretende apenas analisar a resposta da estrutura face aos esforços atuantes em situações limite e compará-los com os resistentes. Aspectos como a fendilhação e a deformação não foram estudados, o Estado Limite de Serviço não é condicionante para o estudo pretendido. Note-se que o pavilhão tem um bom comportamento em serviço, fator que proporcionou a longevidade da estrutura em questão.

A deformação foi considerada apenas como ferramenta de validação do modelo.

3.3. MODELO DE ANÁLISE

O modelo de análise utilizado em todo o procedimento visa a análise global da estrutura. Interessa, num primeiro passo, verificar a estabilidade do pavilhão existente face às solicitações presentes

na atualidade. Como é de esperar, o pavilhão, sendo uma estrutura singular, foi projetado tendo por base as condições da época e as futuras, visto que uma obra desta envergadura tem uma esperança média de vida nunca inferior a 50 anos e que pode chegar aos 100 anos. Assim, é de ter em conta uma possível intervenção para este chegar à longevidade pretendida, aspeto esse que neste momento se está a realizar, como anunciou a Câmara Municipal do Porto. Encontra-se a realizar até à data um plano de reabilitação do existente e de aumento de funções do espaço.

Neste trabalho será estudada apenas a cúpula do pavilhão. Uma vez que entre o pórtico que serve de suporte à cúpula e a própria cúpula existe uma rótula plástica, pode-se admitir que esta rótula divide a estrutura original em duas sub-estruturas.

No entanto, para dar o máximo realismo possível ao modelo, todo o pavilhão foi modelado, simulando-se os elementos estruturais, as fundações, as rótulas e as juntas de dilatação.

3.3.1. PROGRAMAS DE CÁLCULO

Para a modelação do pavilhão e para a análise de todos os esforços dos elementos estruturais nas diferentes combinações baseadas nas solicitações dos diversos regulamentos já referidos, recorreu-se a 3 programas distintos, designadamente “*Autodesk Robot Structural Analysis 2017*”, para a modelação e cálculo automático, “*GaLa Reinforcement*”, para a obtenção dos gráficos da envolvente da resistência seccional à flexão composta desviada e por fim ao “*Microsoft Excel 2016*” para a verificação da segurança dos resultados obtidos através do Robot com a capacidade resistente dos elementos estruturais.

Neste caso de estudo é realizada uma análise em regime linear elástico, visto que a estrutura tem deslocamentos reduzidos e que, conseqüentemente, as cargas consideradas relevantes não alteram as suas características com a deformação.

Através do modelo do Robot obtiveram-se os esforços das seguintes ações introduzidas:

- peso próprio da estrutura, referente aos elementos estruturais;
- peso da varanda que se encontra no topo da cúpula - este elemento não foi modelado representando-se apenas o seu peso sobre a estrutura;
- peso das lajes das galerias dos pórticos - as lajes das galerias não foram modeladas, apenas foram modeladas as consolas sobre as quais estas lajes estão apoiadas;
- sobrecarga da cúpula dos paralelos, aplicada nas barras dos paralelos - representa a sobrecarga relativa à laje da cúpula;
- sobrecarga das bancadas que estão sobre as galerias dos pórticos;
- neve;
- vento;
- sismo;
- variação uniforme da temperatura (Inverno e Verão).

3.3.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Nas diferentes secções modeladas, o eixo X representa o eixo longitudinal das barras, no plano da secção, o eixo Y representa o eixo transversal e o eixo Z o vertical. A laje da cúpula foi modelada através de elementos finitos. Com estes pressupostos torna-se possível obter uma estrutura tridimensional que expresse uma grande aproximação da realidade, não só ao nível dos esforços como das deformações resultantes das ações consideradas.

3.3.2.1. Modelo de Barras e de Cascas

Através do programa de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017* foi elaborado um modelo representativo da estrutura em análise. A estrutura da cúpula foi elaborada por meio de uma grelha de barras que simula os elementos dos meridianos e dos paralelos. Os elementos estruturais, tanto dos pórticos como da cúpula, foram modelados como barras e, posteriormente, introduziram-se as secções relativas a cada barra em concordância com o que se encontra presente na estrutura.

Para a modelação da laje de cobertura da cúpula, recorreu-se a cascas de elementos finitos de espessura variável inseridas na grelha. No entanto, para a modelação, desprezou-se a existência dos óculos da cúpula.

Na figura 3.1 apresenta-se o modelo desenvolvido no programa de cálculo para simulação do Pavilhão Rosa Mota. Na mesma figura é possível observar os elementos de barra já com as diferentes secções atribuídas e os elementos de casca que simulam a cobertura.

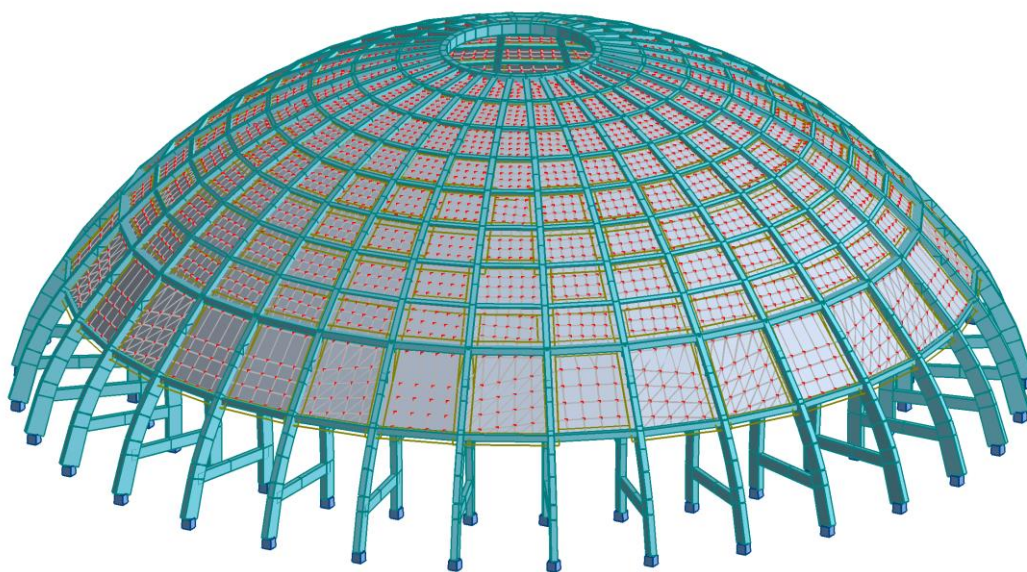


Figura 3.1. - Modelo do Pavilhão Rosa Mota, Robot

3.3.3. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

No que diz respeito à definição das ações de uma cúpula, bem como as respetivas combinações, é efetuada uma abordagem à regulamentação europeia, mais propriamente o Eurocódigo 1, “*Ações em estruturas*”. É através desta regulamentação que se quantificam todas as ações em função dos critérios estabelecidos.

São então consideradas como ações de projeto as cargas permanentes (peso próprio e pesos de outros elementos avaliados, varanda e lajes das galerias), as sobrecargas de utilização, as ações da neve, do vento, do sismo e das variações de temperatura, como já foi referido anteriormente.

No seguinte subcapítulo são descritas as ações examinadas na análise estrutural da situação existente.

3.3.3.1. Ações Permanentes

Representam todas as ações a que a estrutura está sujeita permanentemente. Assim, o peso próprio da estrutura e os pesos de outros elementos permanentes considerados na análise incluem-se neste grupo.

Peso próprio dos elementos estruturais

O caso de carga peso próprio foi calculado tendo por base as características geométricas das secções introduzidas no modelo em função do peso específico do betão, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (24.53 kN/m³ no Robot). É de realçar que este caso de carga é calculado automaticamente pelo *Robot*.

Peso da varanda de topo da cúpula

Apesar de este elemento não ter sido modelado, a contribuição do seu peso foi tida em conta para a análise estrutural. Assim, para esta ação, considerou-se uma força uniformemente distribuída de 28.21 kN/m aplicada sobre o último paralelo (paralelo 8). Este valor resulta de uma majoração em 15 % do peso específico do betão que o programa adota para o cálculo (24.53 kN/m³).

Peso das lajes das galerias

Para a determinação da última carga permanente considerada, relativa ao peso das lajes que assentam nas galerias dos 32 pórticos, procedeu-se a uma estimativa que representa, com o devido rigor, o que na realidade existe no pavilhão. Para a obtenção do peso de cada uma das 3 diferentes lajes foi primeiro necessário estimar a espessura das referidas lajes. Concluiu-se que todas as lajes têm 0.25 metros de espessura. Posteriormente, depois de calculado o perímetro médio de cada uma das galerias, obteve-se a largura efetiva. Por fim, em função do peso específico do betão, da espessura das lajes e das respetivas larguras efetivas, obtiveram-se 3 diferentes cargas distribuídas que representam o peso das diferentes lajes sobre cada uma das 3 galerias: 39.54 kN/m para a primeira galeria (situada à cota inferior), 44.19 kN/m para a segunda galeria (situada à cota intermédia) e 40.20 kN/m para a terceira galeria (situada à cota superior). Cada uma destas forças foi aplicada diretamente nas barras de cada uma das galerias.

3.3.3.2. Ações Variáveis

Sobrecargas

Estas ações resultam da ocupação da estrutura, o que neste caso de estudo se traduz na utilização por parte das pessoas dos locais que são descritos a seguir (laje da cúpula e bancadas do pavilhão). Para modelar estas cargas torna-se necessário consultar o Eurocódigo 1, sendo através deste que se classifica as diferentes zonas em categorias. No quadro seguinte apresentam-se as categorias selecionadas através do EC1 para definir as sobrecargas consideradas na modelação.

Quadro 3.1. - Categorias de utilização segundo o EC1

Categoria	Utilização específica	Exemplos	q_k [kN/m ²]
C5	Locais de reunião (zonas de possível acolhimento de multidões)	Edifícios para eventos públicos (salas de concertos, salas para atividades desportivas incluindo bancadas)	5,0
H	Coberturas		0,4

A primeira sobrecarga modelada refere-se à cobertura da cúpula. Sendo uma cobertura, é, pelo EC1, obrigatório classificar esta zona como uma de Categoria H. Esta categoria tem como sobrecarga $q_k = 0,4$ kN/m².

Relativamente à modelação desta solicitação, opta-se por aplicar cargas uniformemente distribuídas nas barras dos paralelos. Essas cargas foram geradas através do valor da sobrecarga, 0,4 kN/m², multiplicado por larguras de influência que derivam do comprimento das barras dos meridianos adjacentes aos paralelos. Como se trata de uma cobertura parabólica é de realçar que, em cada paralelo, a sobrecarga foi projetada verticalmente. Devido ao facto de a cobertura ter uma geometria parabólica, os painéis de laje da cúpula variam em altura (larguras e comprimentos diferentes) e, consequentemente, todas as cargas distribuídas aplicadas são diferentes por paralelo. A Figura 3.2 ilustra a modelação da solicitação atrás descrita.

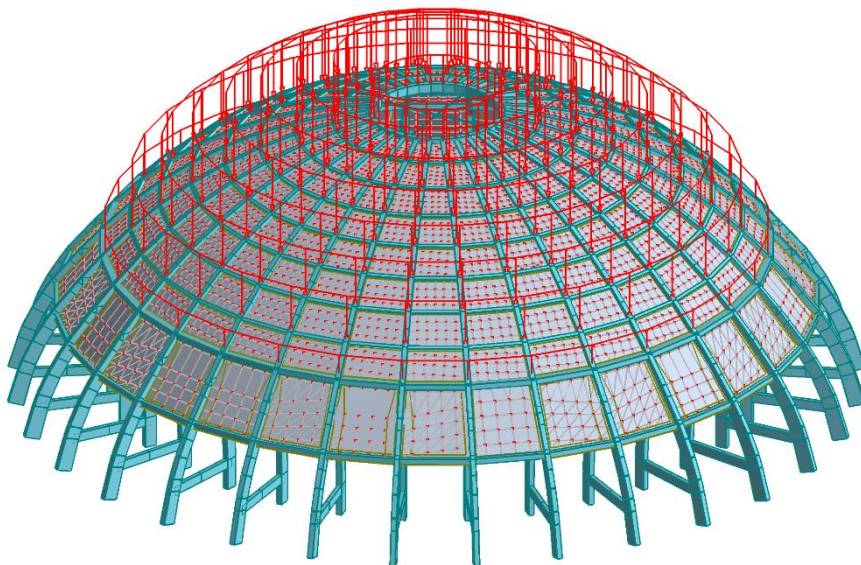


Figura 3.2. – Sobrecarga da cúpula dos paralelos

A segunda sobrecarga é a das bancadas que estão apoiadas sobre as lajes das galerias. Este caso de carga traduz-se na aplicação de forças uniformemente distribuídas aplicadas diretamente nas barras das diferentes galerias (procedimento semelhante ao caso de carga “Peso das lajes das galerias”). Como demonstra o Quadro 3.1, as bancadas de um local de reunião com possível acolhimento de multidões são zonas definidas com a Categoria C5. Obtém-se assim um valor de sobrecarga igual a 5,0 kN/m² para esta categoria.

Utilizando as mesmas larguras efetivas consideradas no caso de carga “Peso das lajes das galerias” e multiplicando estas larguras pelo valor da sobrecarga em questão, 5,0 kN/m², obtêm-se, como no caso anterior, valores diferentes para cada uma das galerias. Surge assim o valor de 32,23 kN/m para a primeira galeria, 36,03 kN/m para a segunda e, finalmente, 32,78 kN/m para a galeria superior.

Ação da Neve

Apesar do distrito do Porto não ser uma zona propícia à ocorrência deste fenómeno, a ação da neve foi contabilizada na análise do modelo. Saliente-se que uma obra de arte deste tipo tem um período de vida que pode chegar, e até ultrapassar os 100 anos, logo, num ciclo temporal desta dimensão, existe a possibilidade deste fenómeno ocorrer, mesmo tratando-se de uma situação pontual. Uma vez que o alvo de estudo deste documento é a cúpula do Pavilhão Rosa Mota, vai apenas ser considerada na análise a carga da neve na cobertura do pavilhão.

Segundo o EC1, as solicitações da neve são, geralmente, classificadas como ações variáveis e estáticas. Através deste mesmo documento, determina-se, para situações de projeto persistentes/transitórias, as cargas da neve na cúpula através de:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (3.1)$$

em que:

- μ_i coeficiente de forma para a carga da neve;
- C_e coeficiente de exposição;
- C_t coeficiente térmico;
- s_k valor característico da carga da neve ao nível do solo.

Como se trata de uma cobertura de forma esférica, para o cálculo de μ_i assume-se que este é igual ao valor máximo de μ_3 , 2,0, uma vez que a relação flecha/vão da cúpula é superior a 0,2. Através da Figura 3.3 torna-se perceptível o critério atrás descrito.

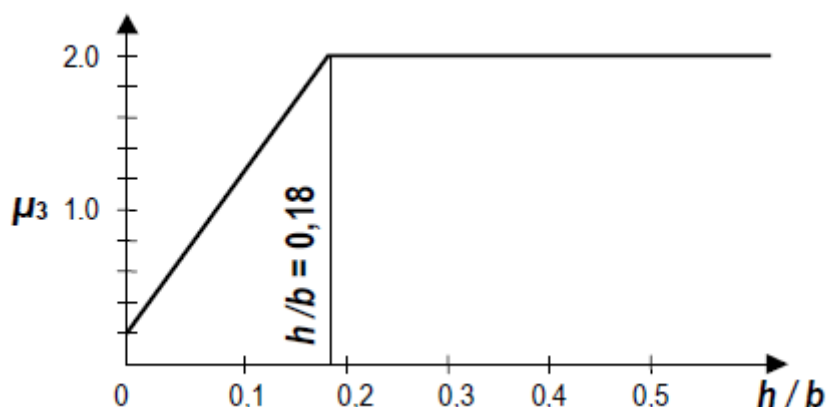


Figura 3.3. - Coeficiente de forma com diferentes relações flecha/vão para coberturas cilíndricas segundo o Eurocódigo 1

Relativamente à determinação do coeficiente de exposição, C_e , este toma o valor de 0,8, uma vez que o pavilhão se situa numa zona de topografia exposta ao vento. O Eurocódigo descreve esta zona como “zonas planas, sem obstáculos e expostas de todos os lados, sem ou com pouco abrigo conferido pelo terreno, por construções mais altas ou por árvores”.

O coeficiente térmico, C_t , assume o valor de 1,0 visto que na cobertura não se considera uma elevada transmissão térmica (superior a $1 \text{ W/m}^2\text{K}$).

Para calcular a carga da neve na cúpula, s , fica apenas a faltar a determinação do valor característico da carga da neve ao nível do solo, s_k , expressa em kN/m^2 . Recorrendo ao Anexo Nacional do mesmo documento surge então:

$$s_k = C_z [1 + (H/500)^2] \quad (3.2)$$

em que:

C_z coeficiente dependente da zona (igual a 0,30 para a zona Z_1 , 0,20 para a zona Z_2 e 0,10 para a zona Z_3);

H altitude do local, em metros.

Para o cálculo de C_z recorre-se à Figura 3.4. e conclui-se que o distrito do Porto se encontra na zona Z_2 , portanto, este coeficiente toma o valor 0,20.

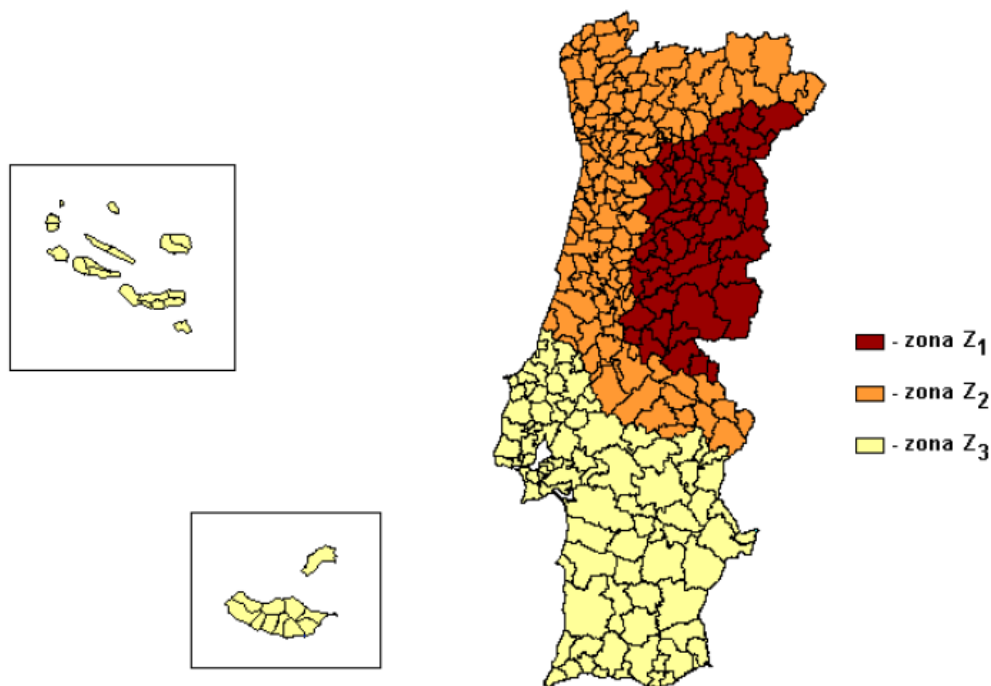


Figura 3.4. - Divisão do território português por zonas em função da ocorrência de neve (EC1)

A altitude do local onde se encontra o pavilhão é de 80 metros, ou seja H é igual a 80. Assim, através da equação 3.2, chega-se a um valor característico da carga da neve ao nível do solo de $0,20512 \text{ kN/m}^2$.

Conclui-se, através da equação 3.1, que o valor da carga da neve que atua na cúpula é de $0,328192 \text{ kN/m}^2$. Depois de obtido este valor, procede-se a um raciocínio de cálculo semelhante ao utilizado na determinação dos valores da sobrecarga de utilização da cobertura. São aplicadas, igualmente, forças uniformemente distribuídas nas barras dos paralelos. Estas forças derivam da projeção vertical da carga da neve na cúpula, s , multiplicada pelas larguras de influência consideradas no caso da sobrecarga da cúpula.

Ação do Vento

De todas as solicitações consideradas na análise da estrutura, a ação do vento foi a mais complexa de modelar. Esta ação é indispensável para a avaliação da estrutura e tem um carácter variável acentuado. Trata-se de um fenómeno natural, portanto, existem variáveis aleatórias que dificultam a sua análise. Um correto estudo implicaria a elaboração de um modelo experimental para posteriores ensaios em túnel de vento, percebendo-se assim a resposta da cúpula a esta solicitação. Contudo, devido à complexidade, a ação do vento foi estudada estaticamente, utilizando forças concentradas equivalentes à solicitação em todas as direções.

O EC1 apresenta métodos simplificados para a tradução das ações dinâmicas do vento em ações estáticas. O mesmo EC1 exprime o valor de referência da velocidade do vento por:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (3.3)$$

em que:

c_{dir} coeficiente de direção;

c_{season} coeficiente de sazão;

$v_{b,0}$ valor básico da velocidade de referência do vento.

Tanto o coeficiente de direção como o coeficiente de sazão são considerados unitários. No entanto, recorre-se ao Anexo Nacional para alcançar o valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$. Este parâmetro depende do local do país onde a obra se encontra, estando o território português dividido em duas zonas: zona A e zona B. O presente caso de estudo pertence à zona A, que corresponde à generalidade do território, onde $v_{b,0}$ é de 27 m/s. Assim, v_b , a velocidade do vento, toma o valor de 27m/s.

Depois de calculada a velocidade do vento passa-se à determinação da pressão dinâmica de pico em função da altura z , $q_p(z)$, dada por:

$$q_p(z) = C_e(z) q_b \quad (3.4)$$

em que:

q_b pressão dinâmica de referência, calculada através da expressão (3.5)

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (3.5)$$

$C_e(z)$ coeficiente de exposição, função da categoria do terreno (Quadro 3.2), obtido através da Figura 3.5.

Quadro 3.2- Categorias e parâmetros do terreno (EC1)

Categorias do terreno	z_0 (m)	z_{min} (m)
I – Zona costeira exposta aos ventos de mar	0.005	1
II – Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura.	0.05	3
III – Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0.3	8
IV – Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1.0	15

A categoria selecionada para o terreno foi a II (Anexo Nacional do EC1) uma vez que o pavilhão se trata de um monumento isolado, rodeado de vegetação rasteira e de algumas árvores pontuais na envolvente de análise. Note-se que os jardins da propriedade contêm bastante vegetação, mas no entanto, esta não interfere na análise do vento dada a altura da cúpula.

Através da Figura 3.5 foram extraídos os valores dos coeficientes de exposição utilizados para a análise da ação do vento.

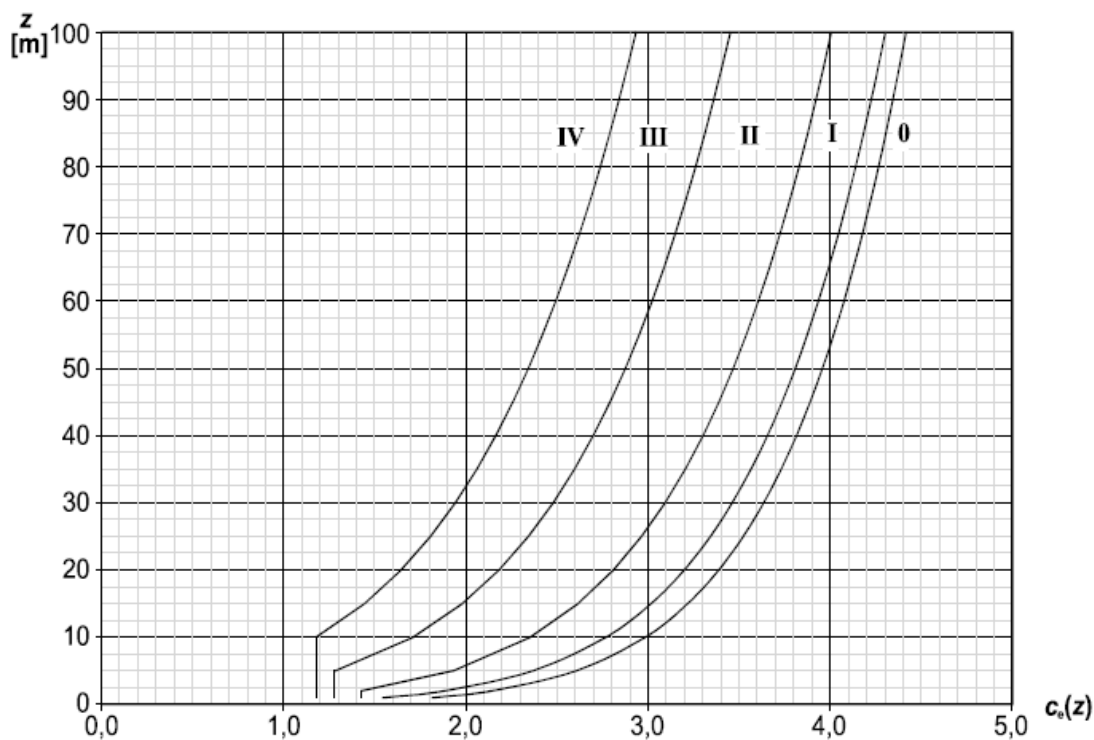


Figura 3.5 – Representação do coeficiente de exposição em função da categoria do terreno (EC1)

Para a obtenção do coeficiente de exposição através da figura 3.5, considera-se, tanto C_o , coeficiente de orografia, como k_t , coeficiente de turbulência, iguais a 1,0.

Recorrendo à expressão (3.5), utilizando o valor recomendado de $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ e o de $v_b = 27 \text{ m/s}$ já calculado anteriormente, obtém-se o valor da pressão dinâmica de referência, q_b , de 455,625 Pa.

Depois de obtidos os valores dos coeficientes de exposição e o valor da pressão dinâmica de referência, calculam-se, através da equação (3.4), os valores das pressões dinâmicas de pico em função da altura, $q_p(z)$.

De seguida, a partir da equação 3.6, calculam-se os valores de w_e , que consistem nas pressões exercidas pelo vento nas superfícies exteriores :

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.6)$$

em que:

$q_p(z_e)$ pressão dinâmica de pico, este parâmetro assume os valores calculados para a pressão dinâmica de referência, $q_p(z)$;

c_{pe} coeficiente de pressão para a pressão exterior.

Foi utilizada esta fórmula, para superfícies exteriores, uma vez que apenas se considerou a ação do vento atuando no exterior da superfície da cúpula. Por simplificação não foram contabilizadas as pressões interiores do pavilhão devidas ao vento.

Para a obtenção dos valores dos coeficientes de pressão exterior é necessário: compreender a ilustração e recolher esses mesmos valores do gráfico da Figura 3.6.

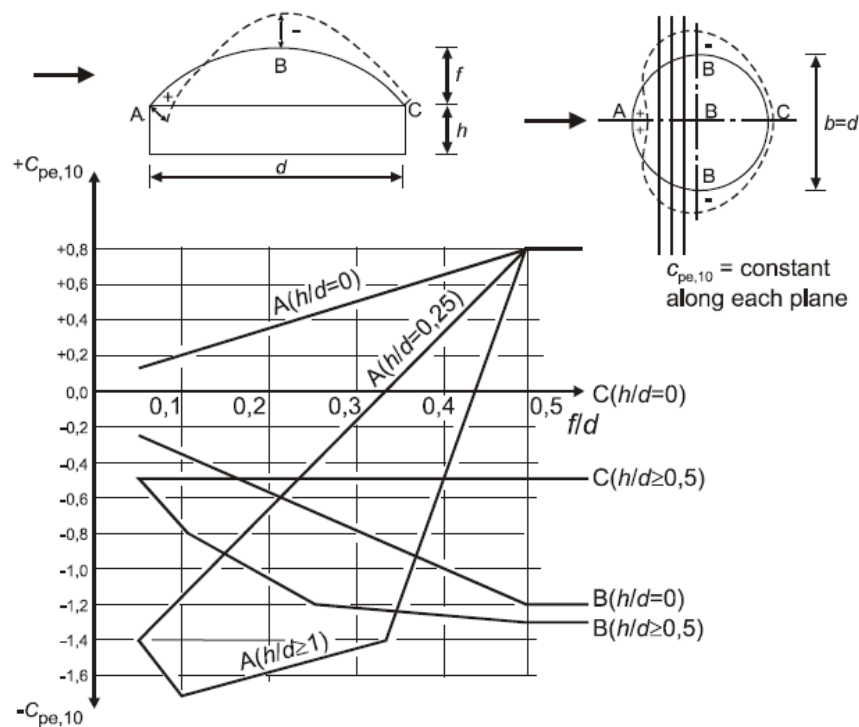


Figura 3.6. - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para cúpulas de base circular (EC1)

Os coeficientes de pressão estão associados a 3 retas, A, B e C, que representam diferentes zonas do círculo, como é possível observar na figura 3.6. Para a seleção destas retas foi considerada a relação $h/d=0$, uma vez que neste documento apenas a cúpula é estudada, ou seja, a dimensão da estrutura de suporte da cúpula não foi considerada na análise. No estudo do gráfico, são pretendidos os valores das ordenadas ($c_{pe,10}$) em função dos valores das abcissas (f/d). Cada valor no eixo das abcissas fornece 3 valores distintos em função das diferentes retas. O valor do diâmetro da base da cúpula, d , é de 90,8258 metros enquanto que a altura desta, f , varia entre 0 e

28,58063 metros. Através da relação f/d e das 3 retas, obtiveram-se então os valores de c_{pe} que, neste caso, como se tratam de coeficientes globais, adquirem a designação de $c_{pe,10}$.

Torna-se então possível, através da equação (3.6), calcular os valores das pressões exercidas pelo vento nas superfícies exteriores.

Como foi descrito atrás, para a modelação da ação do vento, recorreu-se a forças concentradas equivalentes à solicitação em todas as direções. Também já foi mencionado que apenas se considerou a ação do vento na superfície exterior, faltando obter os valores destas forças exteriores. As forças exteriores equivalentes resultam da seguinte equação:

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{\text{superfícies}} w_e A_{ref} \quad (3.7)$$

em que:

$c_s c_d$ coeficiente estrutural, igual a 1.0;

w_e pressão exercida pelo vento na superfície exterior, calculada através da equação (3.6);

A_{ref} área de referência da superfície individual.

Depois de calculada a área de referência para cada cota, em função dos paralelos e barras dos meridianos adjacentes, obtém-se os diferentes valores das forças exteriores. Estas forças são aplicadas perpendicularmente à superfície da cúpula e variam radialmente.

Após a modelação da ação do vento na cúpula, fica ainda a faltar a solicitação do vento na varanda de topo, representada por forças horizontais uniformemente distribuídas aplicadas nas barras do paralelo 8 que também variam radialmente. Para o cálculo da ação do vento, a varanda é analisada como um cilindro de base circular, segundo o EC1.

Na presente abordagem, a análise da Figura 3.7 é fundamental para a determinação dos coeficientes de pressão a utilizar para o cálculo das pressões exercidas pelo vento na respetiva varanda.

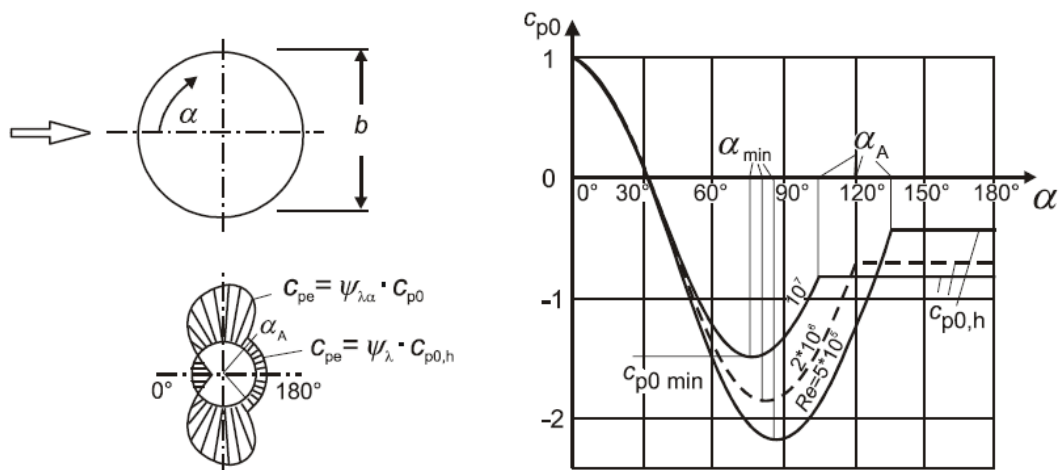


Figura 3.7 - Distribuição de pressões em cilindros de base circular, para diferentes valores do número de Reynolds (EC1)

O gráfico da Figura 3.7 evidencia que os coeficientes de pressão dependem do número de Reynolds, Re . Assim, recorre-se ao cálculo deste parâmetro através da seguinte expressão:

$$Re = \frac{b v(z_e)}{\nu} \quad (3.8)$$

em que:

b diâmetro da varanda, equivalente ao diâmetro do paralelo 8 ($b = 14,05$ m);

ν viscosidade cinemática do ar ($\nu = 15 \cdot 10^{-6}$ m²/s);

$v(z_e)$ velocidade de pico do vento.

O número de Reynolds é calculado com a velocidade de pico do vento, $v(z_e)$, proveniente de:

$$v(z_e) = v = \sqrt{\frac{2 q_p}{\rho}} \quad (3.9)$$

O valor da pressão dinâmica de pico utilizado na expressão (3.9) corresponde à pressão do vento na base da varanda, ou seja, ao nível do paralelo 8. Tem-se assim q_p igual a 1453,219 Pa. Tal como já foi mencionado em relação à equação (3.5), $\rho = 1,25$ kg/m³.

Obtém-se assim $v(z_e) = 47,92$ m/s e, consequentemente, $Re = 4,49 \cdot 10^7$. Simplificadamente, opta-se por utilizar o traçado relativo a $Re = 10^7$ no gráfico da figura 3.7.

Tendo por base, mais uma vez, a Figura 3.7, o valor de α , no presente estudo, encontra-se no intervalo $[0; 180]$. O paralelo 8 é constituído por 32 barras, logo obtiveram-se 16 valores diferentes

de α para a extração dos valores dos coeficientes de pressão exterior sem livre escoamento em torno das extremidades, $c_{p,0}$.

De seguida, calcula-se os coeficientes de pressão exterior, c_{pe} , para cilindros de base circular pela equação:

$$c_{pe} = c_{p,0} \psi_{\lambda\alpha} \quad (3.10)$$

O coeficiente de efeitos de extremidade $\psi_{\lambda\alpha}$ toma o valor unitário, logo, $c_{pe} = c_{p,0}$.

De seguida, a partir da equação (3.11), calculam-se os valores de w_e (pressões exercidas pelo vento nas superfícies exteriores do cilindro de base circular, ou seja, a varanda):

$$w_e = q_p \cdot c_{pe} \quad (3.11)$$

onde q_p é igual a 1453,219 Pa, como já foi referido, e os valores de c_{pe} resultam da equação (3.10). Com os valores de w_e e com a altura da varanda, 1,813 metros, torna-se possível obter os 16 diferentes valores das forças distribuídas, expressas em kN/m, que representam a ação do vento na base circular deste cilindro (varanda). A figura 3.8 ilustra a atuação do vento no paralelo 8, que corresponde à base da varanda. De realçar que na mesma figura é possível observar que o vento atua no sentido de poente para nascente (da esquerda para a direita na figura).

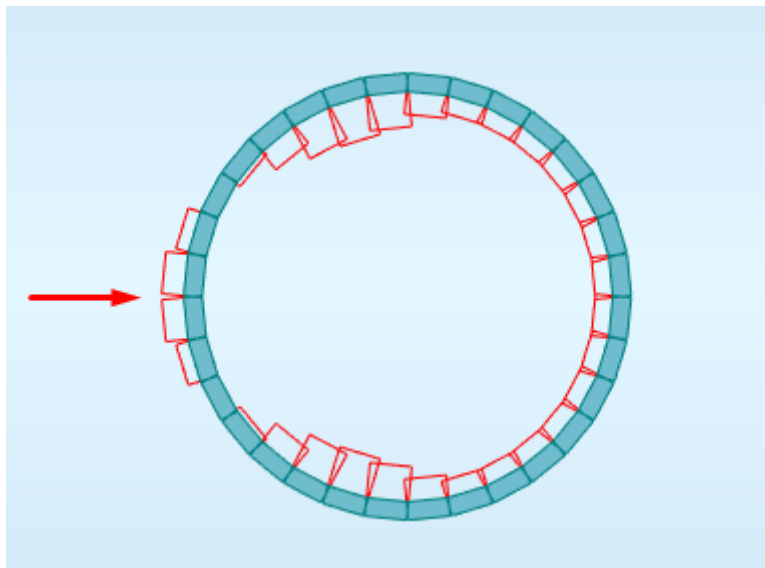


Figura 3.8- Representação das forças distribuídas devidas ao vento aplicadas nas barras do paralelo de topo (simulação da ação do vento na base da varanda)

Ação Sísmica

Para analisar a ação sísmica consulta-se a parte 1 do Eurocódigo 8. Este documento refere que os efeitos da ação sísmica devem ser contabilizados com base em espectros de resposta elástica. O

espectro de resposta elástica representa o movimento sísmico da superfície do terreno num dado local.

No presente estudo, foi considerado apenas o espectro de resposta elástica horizontal, ou seja, a componente horizontal da ação sísmica. Assim, define-se o espectro de cálculo de resposta elástica horizontal $S_d(T)$ através das seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \alpha_g S \frac{2,5}{q} \quad (3.13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \alpha_g \end{cases} \quad (3.14)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} \alpha_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \alpha_g \end{cases} \quad (3.15)$$

em que:

T período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;

α_g valor de cálculo da aceleração à superfície, calculado através de $\gamma_I \alpha_{gR}$, onde γ_I é o coeficiente de importância, que assume o valor unitário, logo, $\alpha_g = \alpha_{gR}$;

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S coeficiente do solo (igual a $S_{máx}$);

q coeficiente de comportamento;

β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

O espectro de cálculo fornece a ação sísmica a considerar no dimensionamento da estrutura em função do período. (EC8). O coeficiente de comportamento a utilizar na análise estrutural depende da ductilidade disponível da estrutura. No presente estudo, considerando as particularidades e as incertezas associadas ao sistema estrutural, aos materiais utilizados e à pormenorização da armadura é assumido que a ductilidade na estrutura é muito limitada, sendo adotado um coeficiente de comportamento igual a um. Assim, faz-se uma análise linear elástica, sem redução do efeito da ação sísmica e assumindo-se o valor do coeficiente de amortecimento viscoso de 5%.

Segundo o Quadro 3.1 do Eurocódigo 8, classifica-se o terreno do pavilhão como sendo do tipo A. De seguida determinam-se os valores da aceleração máxima de referência α_{gR} para a zona do Porto que, segundo o Quadro NA.I do Anexo Nacional do EC8, correspondem a 0,35 m/s² para a ação sísmica Tipo 1 (zona sísmica 1.6) e 0,8 m/s² para a ação sísmica Tipo 2 (zona sísmica 2.5). O

mesmo Anexo Nacional refere que para $\alpha_g \leq 1 \text{ m/s}^2$ vem $S = S_{m\acute{a}x}$. $S_{m\acute{a}x}$ é um parâmetro que depende do tipo de ação sísmica e do tipo de terreno.

Associados ao tipo de terreno, e ao tipo de ação sísmica, tipo 1 (sismo próximo) ou tipo 2 (sismo afastado), estão os parâmetros representados no seguinte quadro:

Quadro 3.3 - Valores dos parâmetros de cálculo do espectro de resposta elástico horizontal para um terreno do tipo A, obtidos através do Anexo Nacional, EC8

	$\alpha_{gR} \text{ (m/s}^2\text{)}$	$S_{m\acute{a}x}$	$T_B \text{ (s)}$	$T_C \text{ (s)}$	$T_D \text{ (s)}$
Ação sísmica tipo 1	0,35	1,0	0,1	0,6	2,0
Ação sísmica tipo 2	0,8	1,0	0,1	0,25	2,0

Através das equações (3.12) a (3.15) e da tabela 3.3 obtêm-se os espectros de cálculo de resposta horizontal da ação sísmica para os dois diferentes tipos de ação sísmica:

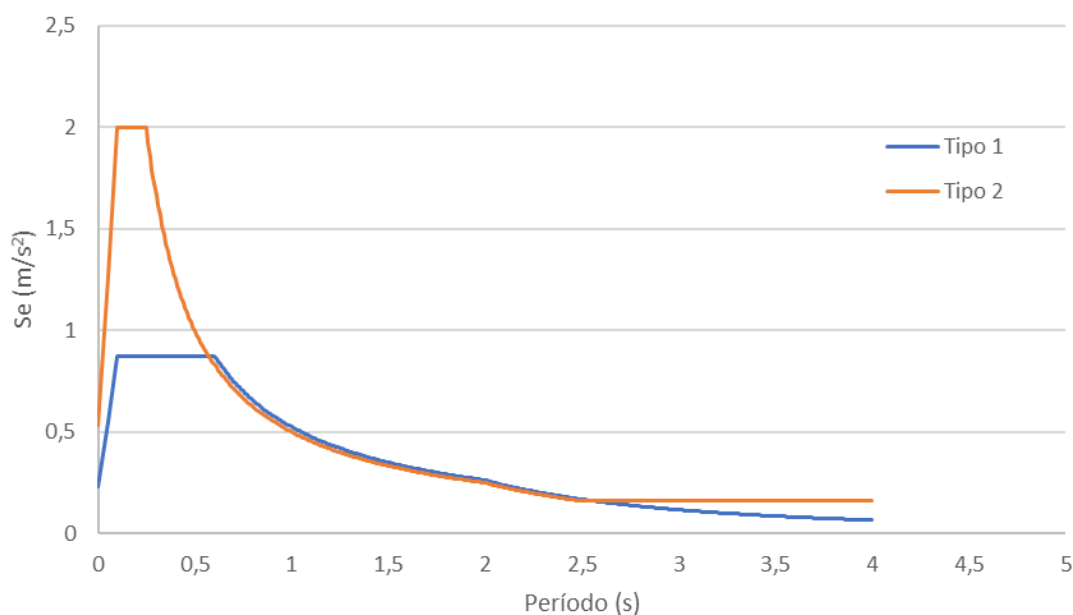


Figura 3.9. - Espectros de cálculo de resposta horizontal da ação sísmica

Por fim, depois da definição dos espectros de cálculo de resposta horizontal, procede-se à modelação da ação sísmica no programa *Robot*. Numa primeira fase, antes de ser feita a análise espectral, é necessário efetuar uma análise modal da estrutura para a obtenção dos modos e das frequências da referida estrutura. De seguida, visto que se trata de uma resposta horizontal, procede-se a quatro situações de análise, que dependem das direções do plano horizontal (X e Y) e dos dois diferentes tipos de ação sísmica (Tipo 1 e Tipo 2). Assim, cada tipo de ação sísmica é caracterizado por duas direções. Acrescente-se apenas que X e Y correspondem às direções dos eixos que caracterizam o plano horizontal do programa de cálculo.

Apesar do procedimento adotado, é razoável que num estudo mais aprofundado acerca deste tema sejam feitas algumas modificações no que diz respeito à ação sísmica.

Visto tratar-se de uma estrutura axissimétrica, poder-se-ia ter optado por considerar apenas a ação sísmica numa direção qualquer e, de seguida, verificava-se a segurança para todos os meridianos. O procedimento adotado na análise da presente estrutura, com a consideração da ação sísmica em duas direções ortogonais e a respetiva combinação, tende a ser mais conservativo. No entanto, isto não é completamente despropositado uma vez que, como se pretende verificar a segurança, caso a estrutura resista a uma solicitação mais conservativa esta irá, certamente, resistir à solicitação resultante da consideração de apenas uma direção.

Por outro lado, a consideração do espectro de resposta vertical também não foi estudada, considerando essa que, num estudo exaustivo acerca da ação sísmica nesta estrutura particular, teria de ser tida em conta. A resposta da estrutura face à ação sísmica vertical combinada com a horizontal é de grande importância, no entanto, o estudo desenvolvido considera apenas a ação sísmica horizontal.

Variação Uniforme da Temperatura

A ação da temperatura é um aspeto importante a ter em conta uma vez que, devido à contração ou dilatação dos elementos estruturais, podem surgir esforços significativos no pavilhão.

Para a definição da ação da temperatura recorreu-se à parte 1.5 do EC1. Foi considerado, no presente estudo, apenas a componente da variação uniforme da temperatura ΔT_u , definida por:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (3.16)$$

em que:

T temperatura média de um elemento estrutural devido às temperaturas climáticas, no Verão ou no Inverno;

T_0 temperatura inicial do elemento estrutural (o Anexo Nacional da presente norma especifica este valor como 15 °C).

O mesmo Anexo Nacional da parte 1.5 do EC1 identifica, tanto no Inverno como no Verão, o concelho do Porto como Zona B. Assim, para o local onde se encontra o Pavilhão Rosa Mota, é atribuída uma temperatura mínima do ar à sombra T_{min} de 0 °C, no Inverno, e uma temperatura máxima do ar à sombra T_{max} de 40 °C, no Verão. Segundo a “*Abordagem I*” do Eurocódigo, para estruturas de betão (tipo 3), as temperaturas usadas no cálculo da variação uniforme de temperatura, pela equação (3.16), são T_{min} e T_{max} .

Da mesma equação (3.16) surge uma variação uniforme de temperatura de -15 °C, para o Inverno, e de 25 °C para o Verão. A variação uniforme de temperatura é então representada no modelo de cálculo por duas ações, uma representando o Inverno (provoca uma retração nos elementos estruturais por ser de valor negativo) e outra representando o Verão (provoca uma dilatação na estrutura por se tratar de um valor positivo).

3.3.4. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Após a descrição e quantificação das ações atuantes sobre a estrutura, torna-se necessário definir as combinações de ações consideradas importantes para o processo de verificação da segurança segundo o EC0.

No presente estudo, apenas foram consideradas as combinações para Estado Limite Último, em que se pretende evitar o colapso da estrutura. Dentro desta abordagem, em função dos vários tipos de ações consideradas, torna-se possível dividir as combinações em fundamentais e acidentais. As combinações de ações fundamentais são aplicadas “para situações de projeto persistentes ou transitórias” (EC0) e englobam a generalidade das combinações consideradas à exceção das combinações de ações “para situações de projeto sísmicas”, as denominadas combinações acidentais.

As ações permanentes encontram-se presentes em todas as combinações, tanto nas fundamentais como nas acidentais podendo ser ou não majoradas.

3.3.4.1. Combinações Fundamentais

São efetuadas dez combinações tendo em conta as ações variáveis (Sobrecarga, Vento, Neve e Temperatura) alternando as mesmas entre ação variável base ou ação variável acompanhante. Estas combinações foram duplicadas para a situação de Inverno e para a situação de Verão, tal como representado na Quadro 3.4.

Os valores apresentados na tabela são referentes aos coeficientes de majoração 1.35 para cargas permanentes e 1.5 para ações variáveis (no caso de ambas serem desfavoráveis) ou de 1.0 (permanentes) e 0 (variáveis) quando são favoráveis. Foi também considerado o coeficiente ψ_0 , obtido através do EC0, para as ações variáveis acompanhantes desfavoráveis.

Quadro 3.4- Combinações Fundamentais

Combinação	G_k	Q_k	W	S	T
1-AVB Sobrecarga Inverno	1.35	1.5	1.5*0.6	1.5*0.5	1.5*0.6
2-AVB Sobrecarga Verão	1.35	1.5	1.5*0.6	1.5*0.5	1.5*0.6
3-AVB Vento Inverno	1.35	0	1.5	1.5*0.5	1.5*0.6
4-AVB Vento Verão	1.35	0	1.5	1.5*0.5	1.5*0.6
5- AVB Vento Favorável	1.0	0	1.5	0	0

6-AVB Vento Desfavorável	1.35	0	1.5	0	0
7- AVB Neve Inverno	1.35	0	1.5*0.6	1.5	1.5*0.6
8- AVB Neve Verão	1.35	0	1.5*0.6	1.5	1.5*0.6
9- AVB Temperatura Inverno	1.35	0	1.5*0.6	1.5*0.5	1.5
10- AVB Temperatura Verão	1.35	0	1.5*0.6	1.5*0.5	1.5

3.3.4.2. Combinações Acidentais

São efetuadas quatro combinações, tendo em conta os dois tipos de ação sísmica (tipo 1- próximo, tipo 2- afastado) e as duas direções consideradas na análise (X e Y). Foi também considerado, segundo a parte 1 do EC8, a combinação dos efeitos das componentes horizontais da ação sísmica com a regra dos 100% - 30% para as direções consideradas.

A sobrecarga não entra nas combinações sísmicas (que assume uma utilização correspondente à combinação quase-permanente, ψ_2 sobrecarga igual a zero).

Quadro 3.5 – Combinações Sísmicas

Combinação AVB Sismo	G_k	E_{dx}	E_{dy}
1-Ação Sísmica Tipo 1 Direção X	1.0	1.0	0.3
2-Ação Sísmica Tipo 1 Direção Y	1.0	0.3	1.0
3-Ação Sísmica Tipo 2 Direção X	1.0	1.0	0.3
4-Ação Sísmica Tipo 2 Direção Y	1.0	0.3	1.0

3.3.5. APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO

3.3.5.1. Fundações

As fundações são um aspeto importante a ter em conta quando se pretende analisar um projeto. A modelação das fundações tem de ser precisa e tem de estar em conformidade com a realidade. A correta interpretação do projeto providencia o processo de decisão no momento da aplicação dos apoios. Note-se que o comportamento da estrutura, tanto estático como dinâmico, é completamente dependente das fundações da respetiva estrutura.

Sendo o presente estudo realizado num ambiente académico, apenas interessa o tipo de apoio a considerar na modelação. Deste modo, é assumido que as fundações existentes estão bem dimensionadas em função do estrato geológico subjacente.

Através da Figura 3.10 é possível concluir que as fundações são diretas. A disposição das armaduras dos pilares, que penetram as sapatas, fazendo parte constituinte das mesmas, tornam a ligação sapata-pilar monolítica.

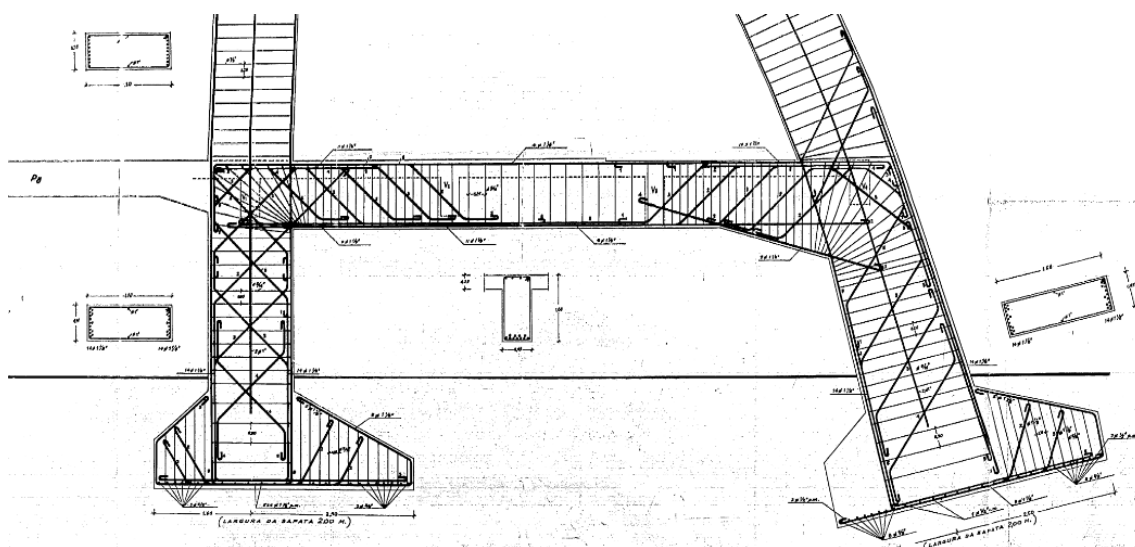


Figura 3.10. - Vista geral das sapatas do pórtico do pavilhão (projeto de estruturas)

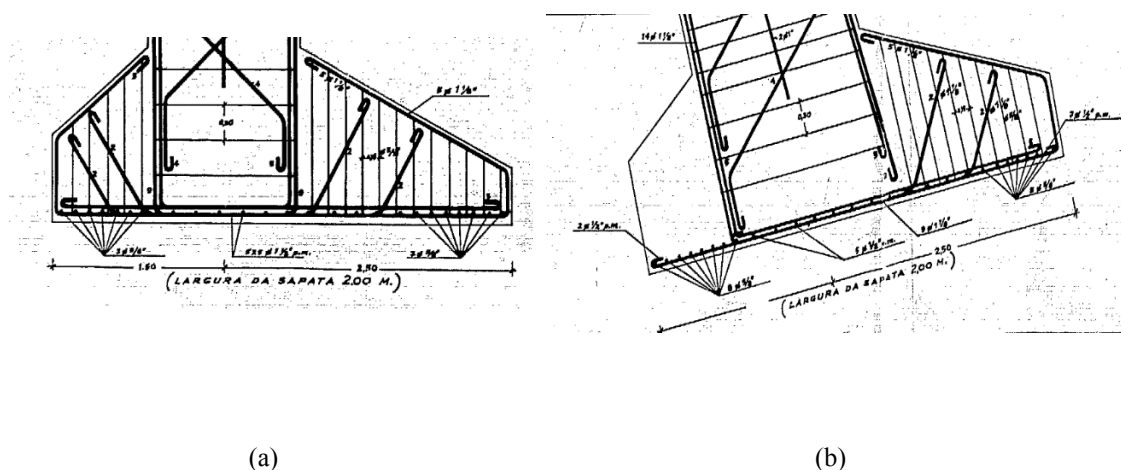


Figura 3.11. - Pormenor da disposição das armaduras (a) sapata interior (b) sapata exterior

Considerando a ligação como monolítica, estruturalmente, esta é definida por um apoio do tipo “*encastramento*”. Em relação a este apoio foi considerado que tanto os deslocamentos como as rotações estão impedidos em todas as direções, tratando-se assim, de um encastramento perfeito. No programa de cálculo, este tipo de apoio tem a designação “*fixed*”.

Apenas foi considerada na modelação a articulação que se encontra na base da cúpula. Uma vez que o pavilhão foi construído em duas fases, pode-se considerar que este é constituído por duas semi-estruturas: a cúpula e os 32 pórticos que a suportam. Tendo isto em consideração, a existência de um conjunto de rótulas entre as duas estruturas possibilita a ligação entre si e permite o comportamento independente das duas partes. Apesar dos pórticos suportarem a cúpula e estarem a ela ligados, esta adquire um comportamento independente e característico, uma vez que, devido à existência das rótulas, as rotações entre as duas estruturas estão libertadas.

Depois de modelado o pavilhão, foi necessário introduzir as rótulas ao nível da base da cúpula (no topo de cada pórtico) com os seguintes graus de liberdade:

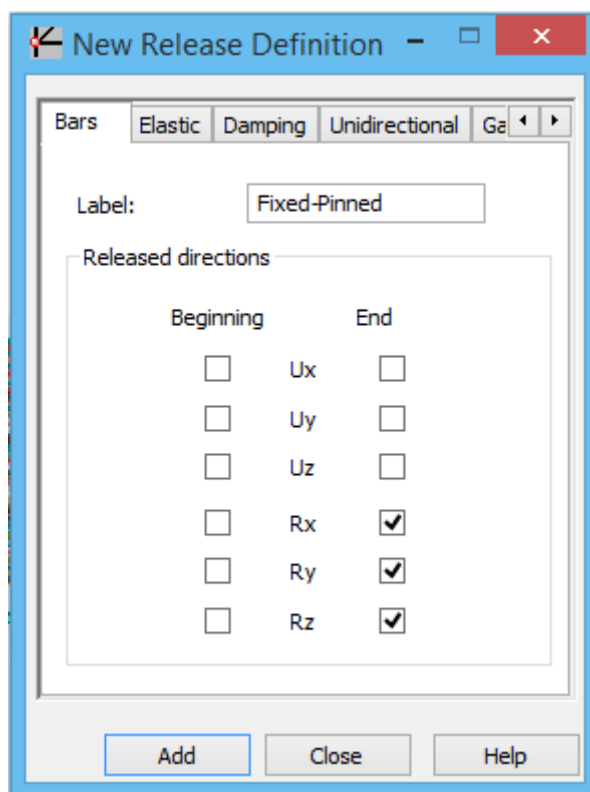


Figura 3.14. – Graus de liberdade da rótula de ligação cúpula-pórtico

Esta articulação tem todas as rotações livres. No entanto continua a existir continuidade de deslocamentos, uma vez que estes continuam ligados. De realçar que esta articulação foi aplicada, no modelo, nos 32 nós que estabelecem a ligação cúpula-pórtico.

3.3.5.3. Juntas de Dilatação

No que diz respeito às juntas de dilatação presentes na estrutura, estas servem essencialmente para minimizar os efeitos dos deslocamentos devidos à retração do betão, fluência e temperatura. Neste caso de estudo, a implementação das juntas de dilatação deve-se, essencialmente, aos efeitos térmicos.

Como é possível observar na figura 3.15, relativa ao projeto de estruturas, existem, ao nível do piso do pavilhão, oito juntas de dilatação. Cada junta encontra-se adjacente ao respetivo pórtico e estende-se por todo o pórtico até à cota das rótulas.

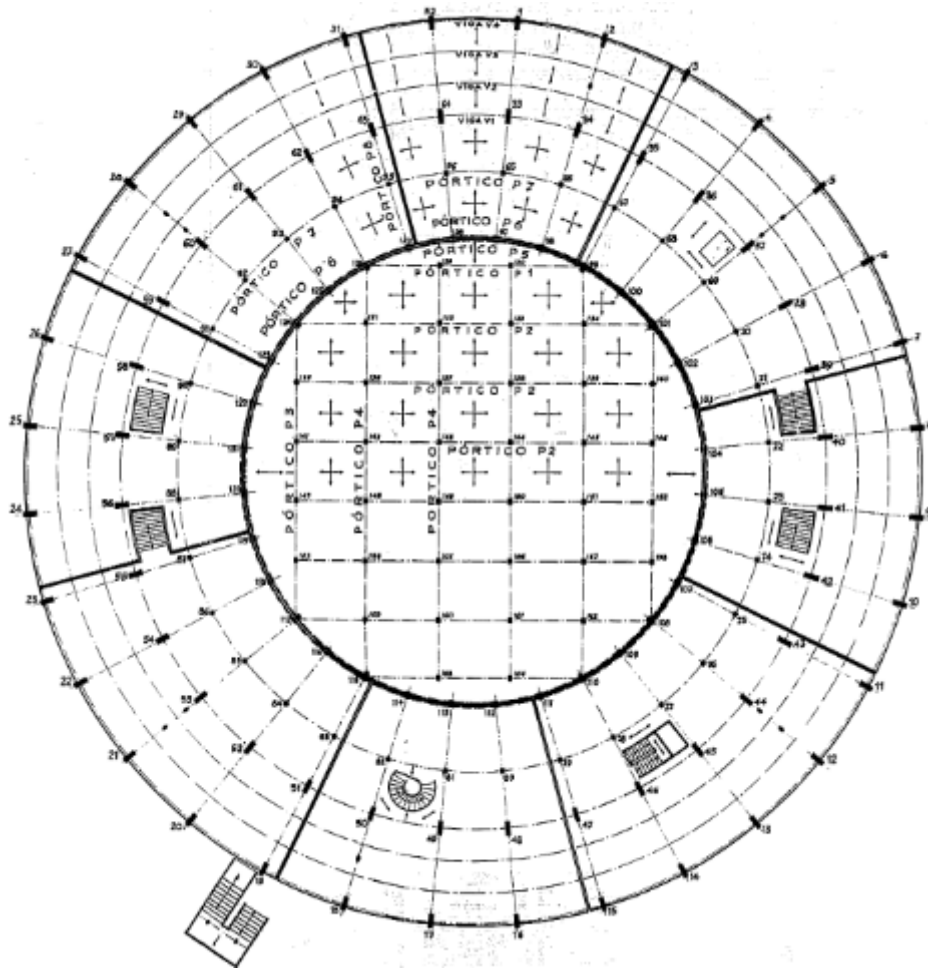


Figura 3.15. - Representação das oito juntas de dilatação ao nível do piso do pavilhão (cota 3,30 m)



Figura 3.16. - Pormenor de uma junta de dilatação

Tendo em conta que as juntas de dilatação se encontram apenas nos pórticos, a aplicação das referidas juntas deu-se ao nível das galerias, uma vez que não foram modelados os painéis de laje nos pórticos, quer ao nível das galerias quer ao nível do piso de referência (cota 3,30 metros). Esta aplicação foi possível uma vez que, para representar melhor a rigidez da estrutura, foram modelados três anéis que ligam, respetivamente, cada uma das galerias do pórtico ao correspondente anel. Assim, modelaram-se 24 juntas de dilatação, três por cada pórtico. No programa de cálculo, cada junta é caracterizada por uma “*release*” que possui todas as rotações libertadas, encontrando-se ligado apenas o deslocamento vertical. A Figura 3.17 representa as direções que se encontram desligadas ao nível de cada junta de dilatação.

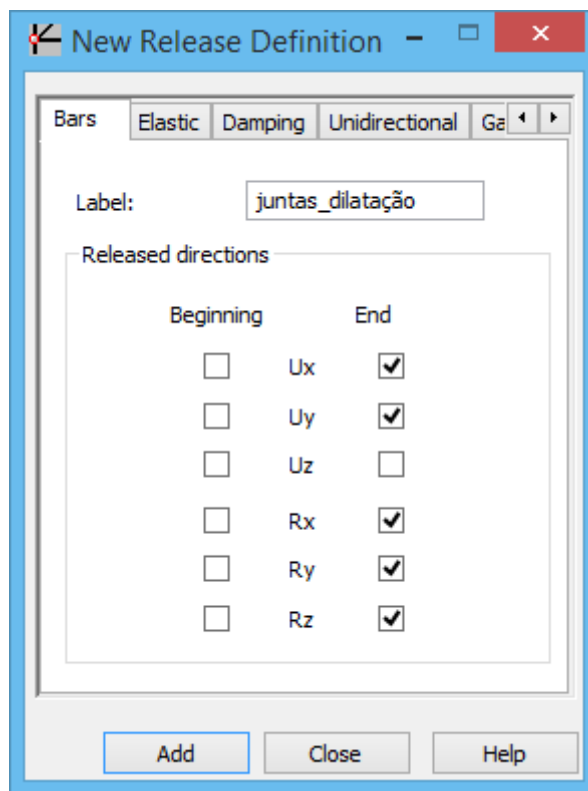


Figura 3.17. – Graus de liberdade das juntas de dilatação

3.3.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS / VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITE DA CÚPULA

Após a consideração das ações e respetivas combinações, e depois de definidos os apoios e as articulações no modelo, procedeu-se à análise dos valores dos esforços atuantes nos diversos elementos estruturais. A verificação da segurança foi efetuada apenas nos elementos estruturais constituintes da cúpula, como já foi anteriormente referido.

Procedeu-se então à verificação da segurança nas diversas barras constituintes dos meridianos e dos paralelos. A análise foi efetuada por verificação à flexão composta desviada e ao esforço transversal. Os valores do momento torsor nos meridianos e paralelos é praticamente nulo pelo que se ignorou este efeito na verificação da segurança.

Complementarmente, é analisada a resistência à flexão das lajes de cobertura da cúpula, com recurso às tabelas do Método do Regulamento Britânico (Cálculo de Esforços em Lajes Armadas em Duas Direções) (BS8110-1, 1997).

3.3.6.1. Verificação da Segurança à Flexão Composta Desviada

A flexão composta desviada considera a interação do esforço axial com os dois momentos flettores presentes nos vários elementos estruturais analisados. Para controlar a resistência dos elementos estruturais, face aos esforços atuantes fornecidos pelo programa de cálculo Robot através das combinações de ações, recorreu-se ao programa de cálculo automático GaLa Reinforcement e ao Microsoft Excel.

Através do GaLa Reinforcement é possível obter a envolvente de rotura em flexão composta desviada. De seguida, no Excel, tendo em conta a envolvente de rotura obtida, comparou-se a referida envolvente com os esforços atuantes provenientes do programa de cálculo Robot, de modo a proceder à verificação de segurança. Essa verificação consistiu em assegurar que, para um dado intervalo de esforços axiais, os momentos fletores, associados a cada esforço axial inserido no intervalo, se encontrem dentro da envolvente de rotura. A envolvente de rotura é calculada em função de um valor referência do esforço axial, valor esse que se encontra dentro do intervalo considerado na análise. Para aumentar o rigor desta verificação foram elaboradas, por elemento estrutural com propriedades iguais, quatro envolventes de rotura. Como elementos constituintes da cúpula definiram-se 13 secções diferentes por meridiano e oito secções diferentes para os paralelos (cada paralelo tem exatamente a mesma secção). Para os meridianos, foi analisada a flexão composta desviada para as 13 diferentes secções. Para os paralelos, a flexão foi analisada por paralelo nas extremidades de cada barra e a meio vão.

Como exemplo, utiliza-se a secção17_v, que corresponde a um elemento estrutural constituinte dos meridianos. A análise engloba a secção17_v dos 32 meridianos. Os esforços axiais destas secções encontram-se no intervalo [378.58 ; 764.95] kN. A partir deste intervalo, geraram-se quatro sub-intervalos, sendo que a cada um destes está associado um esforço axial e uma envolvente de rotura dependente do mesmo.

Através das seguintes figuras é possível observar as quatro diferentes envolventes de rotura (marcadas a azul) em função de um esforço axial de referência (referido no título do gráfico). Os valores dos momentos atuantes encontram-se a laranja. Neste caso, à semelhança do que acontece em todas as barras dos meridianos e dos paralelos, conclui-se que a segurança por flexão se encontra garantida com uma margem de segurança considerável.

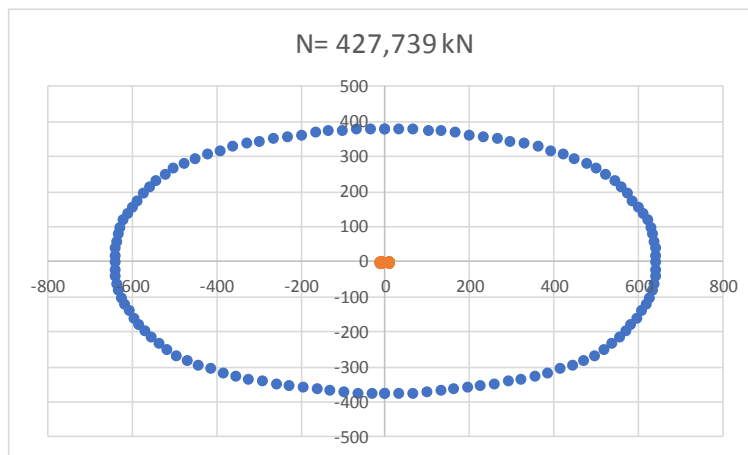


Figura 3.18. - Primeira envolvente de rotura da secção 17_v

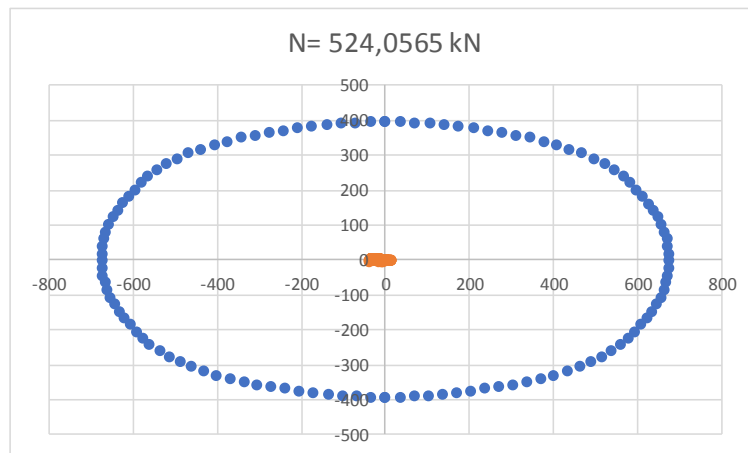


Figura 3.19. - Segunda envolvente de rotura da secção 17_v

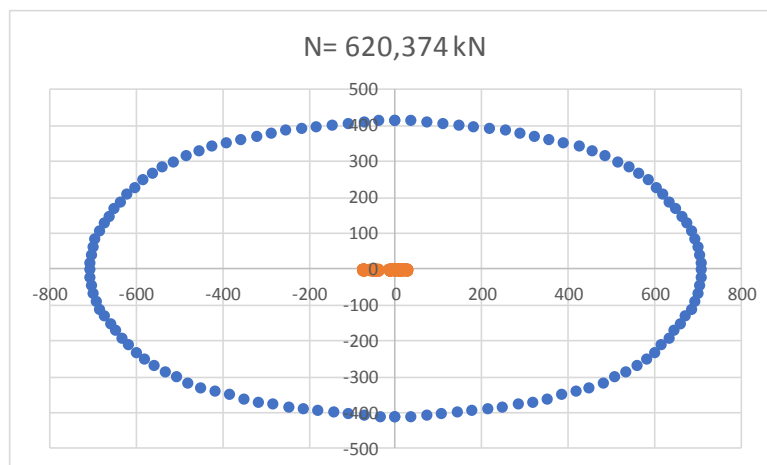


Figura 3.20. - Terceira envolvente de rotura da secção 17_v

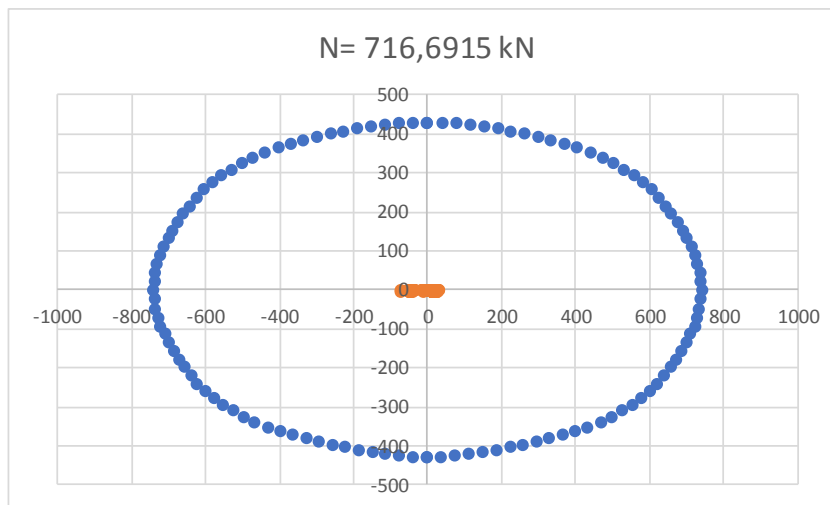


Figura 3.21. - Quarta envolvente de rotura da secção 17_v

O procedimento no programa GaLa Reinforcement consistiu na definição das propriedades dos materiais (betão e aço), secção bruta de betão e armaduras, tal como a definição do esforço axial de controlo para a envolvente. Os menus do respetivo programa para a definição dos pontos referidos atrás encontram-se nas figuras 3.22 a 3.25.

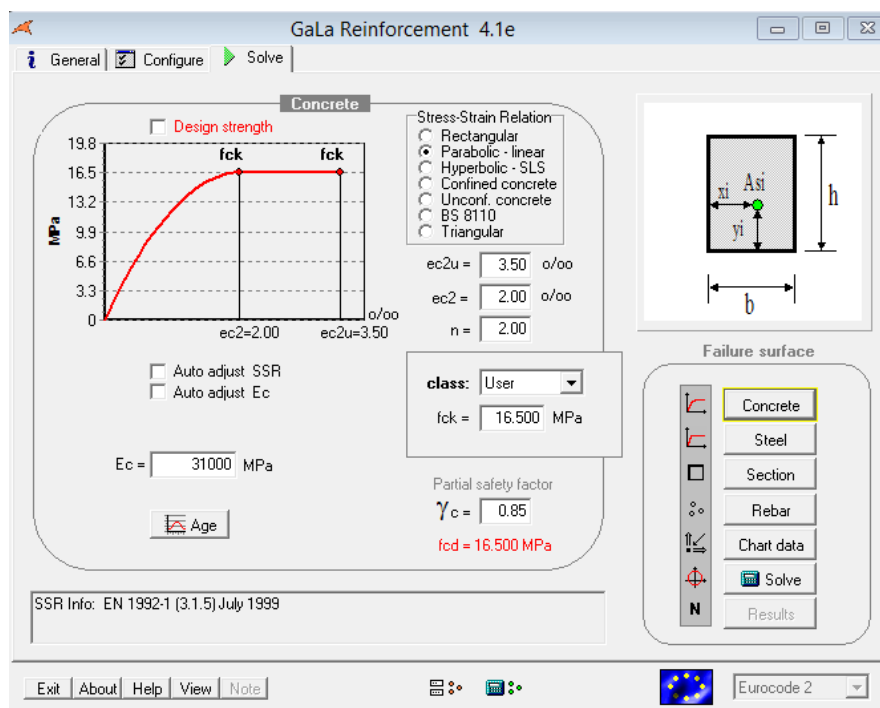


Figura 3.22. -Propriedades do betão utilizado para a análise no programa GaLa

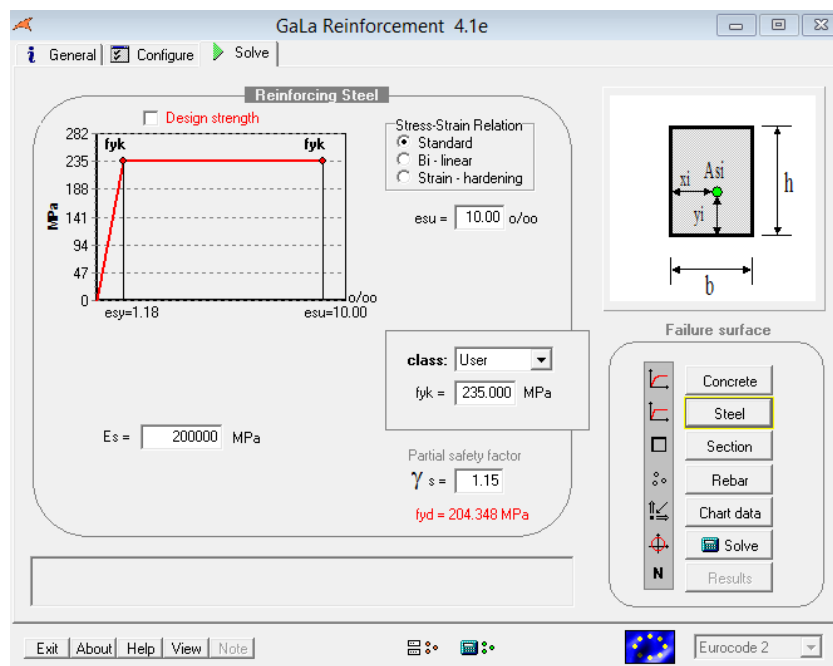


Figura 3.23. - Propriedades do aço utilizado para a análise no programa GaLa

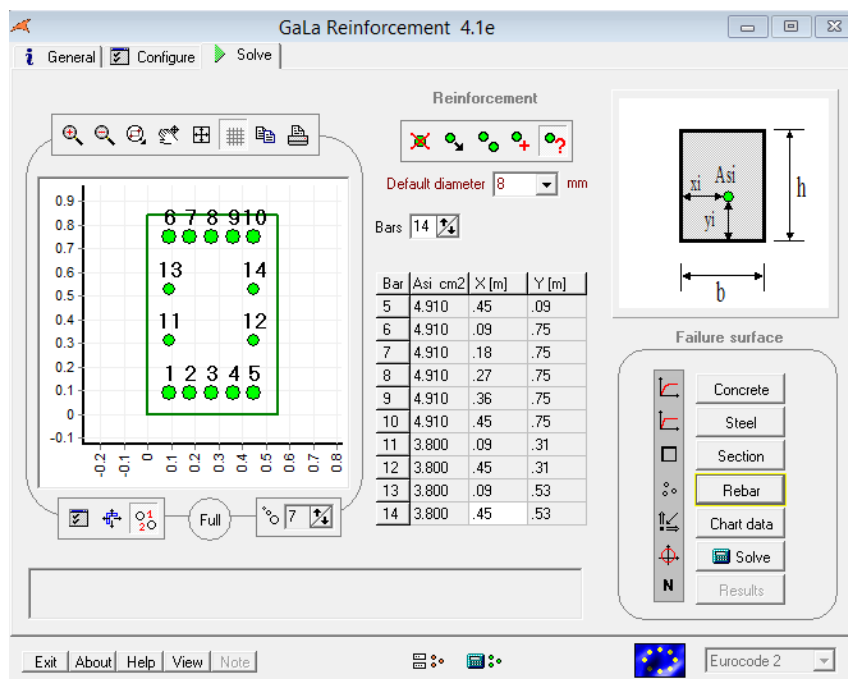


Figura 3.24. - Secção bruta de betão e respetiva armadura da secção17_v no programa GaLa

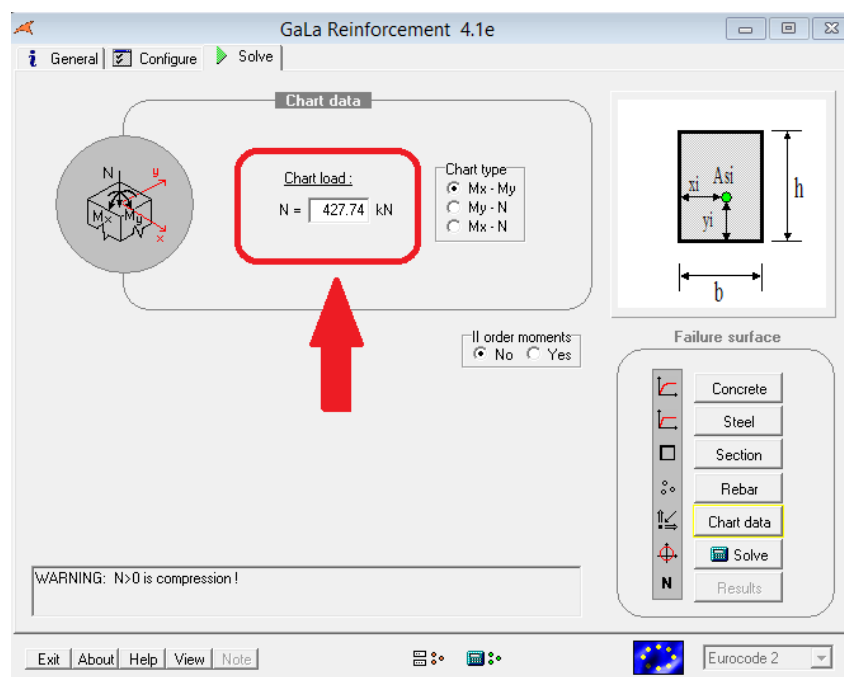


Figura 3.25. - Valor do esforço axial de controlo para definição da primeira envolvente de rotura no programa GaLa

Como fator de comparação entre a situação existente e a situação que se pretende implementar, são, através das figuras 3.26 a 3.29, representadas as envolventes de rotura do paralelo 8 na situação atual.

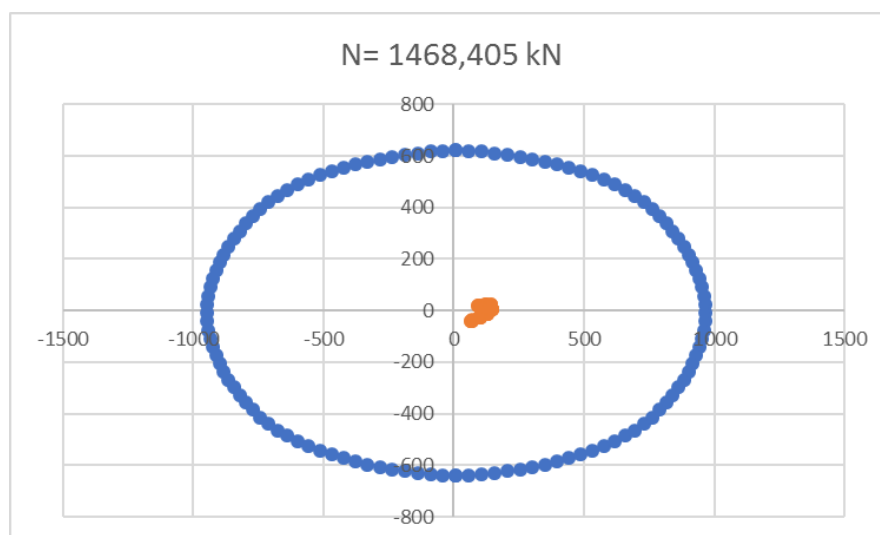


Figura 3.26. - Primeira envolvente de rotura do paralelo 8

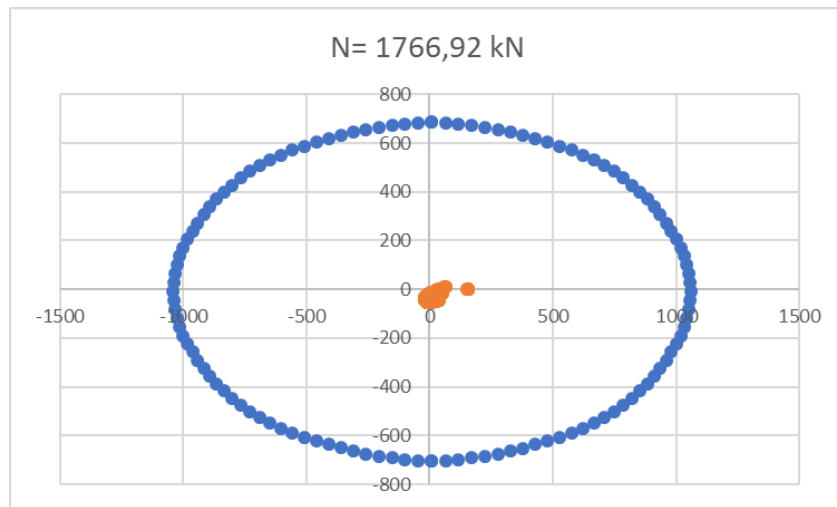


Figura 3.27. - Segunda envolvente de rotura do paralelo 8

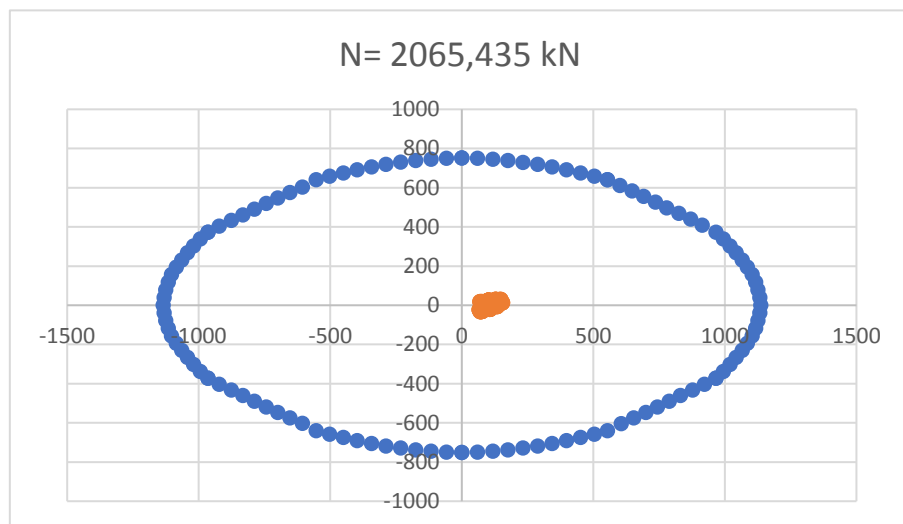


Figura 3.28. - Terceira envolvente de rotura do paralelo 8

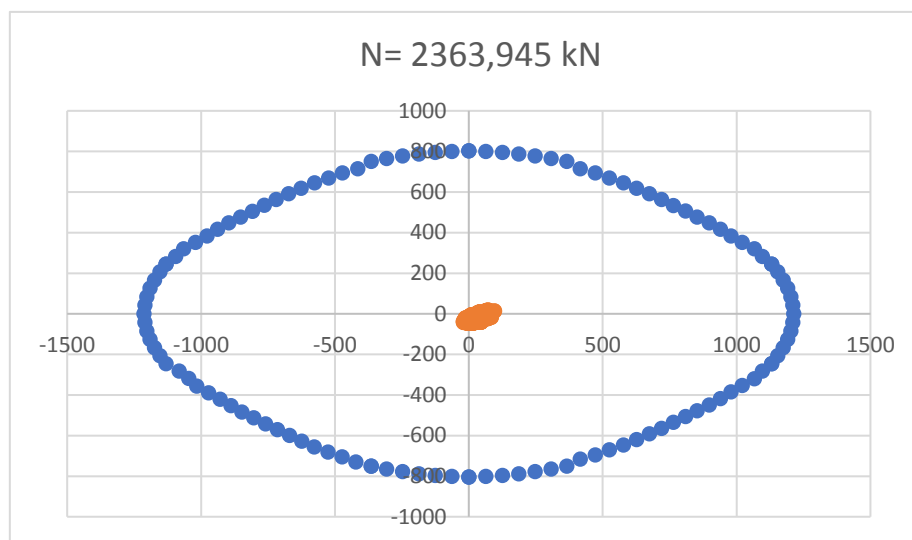


Figura 3.29. - Quarta envolvente de rotura do paralelo 8

Após a demonstração dos dois casos apresentados, fica-se com um exemplo de uma secção dos meridianos e com outro de uma secção dos paralelos.

3.3.6.2. Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

Para a verificação da segurança dos elementos de barra ao esforço transverso, recorre-se ao Eurocódigo 2. Foram analisados os mesmos elementos considerados na verificação à flexão composta desviada. A verificação foi efetuada para as duas direções principais das secções transversais desses elementos (Y e Z).

Para cada uma das direções, utilizou-se o valor máximo absoluto do esforço transverso atuante e, de seguida, procedeu-se, através da expressão 3.17 (adaptada do EC2), à obtenção do valor da $\cot\theta$.

$$V_{ed,máx} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (3.17)$$

em que:

α_{cw} coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido - para este coeficiente foi atribuído o valor unitário;

b_w menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;

z braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento fletor no elemento considerado; para uma secção de betão armado sem esforço normal, utiliza-se o valor aproximado $z=0,9d$;

v_1 coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso, cujo valor atribuído foi de 0,54, uma vez que o betão utilizado é um C25/30 ($f_{ck}=25$ MPa);

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, para um betão da classe C25/30 ($f_{cd}=16,667$ MPa).

O intervalo para o valor da $\cot\theta$, segundo o EC2, encontra-se entre 1 e 2,5. Na verificação do $V_{ed,máx}$ obtiveram-se sempre valores a exceder este intervalo, pelo que para o cálculo da resistência dos estribos considerou-se uma $\cot\theta$ igual a 2,5, traduzindo-se assim numa maior resistência. O cálculo do esforço resistente das diferentes secções foi obtido através da equação (3.18):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta \quad (3.18)$$

em que:

A_{sw} área da secção transversal das armaduras de esforço transverso;

s espaçamento dos estribos;

f_{ywd} valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal - este parâmetro foi considerado igual a f_{yd} .

Depois de efetuado este procedimento, verificou-se que, tal como acontece com a flexão composta desviada, em todos os elementos de barra analisados, a segurança encontra-se garantida.

3.3.6.3. Análise das Lajes de Cobertura

Relativamente à verificação da segurança nas lajes de cobertura, recorre-se às tabelas do Método do Regulamento Britânico, que se trata de um método simplificado de obtenção de momentos em lajes bidirecionais.

Foi elaborada uma análise conservativa ignorando a influência da armadura superior, uma vez que esta armadura não se encontra clara nas peças desenhadas do projeto. Assim, para esta análise obteve-se os momentos fletores positivos tendo em conta um painel de quatro lados descontínuos presente nas tabelas do referido método.

Através de uma folha de cálculo, procedeu-se à verificação da segurança dos oito tipos de laje presentes na cobertura acima da rótula de ligação cúpula-pórtico. Dentro dos oito tipos de laje existem quatro variantes de espessura (5, 6, 8 e 9 cm). Cada um destes oito tipos é constante a uma determinada cota. Depois de obtidos os momentos fletores nas duas direções para cada tipo de laje, conclui-se que a armadura requerida, em cada direção, era superior à armadura existente.

Apesar de se tratar de lajes pouco solicitadas, devido à sua baixa espessura o braço existente para a resistência à flexão é reduzido, pelo que ao proceder-se ao cálculo, verifica-se que a segurança não foi garantida. Note-se que sendo um trabalho académico e o método utilizado ser simplificado, a afirmação de que a segurança não se encontra garantida deve ser restringida apenas a este âmbito.

3.3.6.4. Comentário à Segurança da Cúpula

Através de todos os procedimentos descritos nesta secção (secção 3.3.6.), é possível concluir que os elementos estruturais de barra da cúpula do pavilhão cumprem a segurança face às solicitações, embora estas tenham sido estudadas segundo as normas atuais.

Em relação às lajes de cobertura, as verificações atuais reprovam a situação existente.

4

PROJETO DA PLATAFORMA INTERIOR

4.1. ESCOLHA E DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

Nesta secção é definido o componente arquitetónico a implementar no pavilhão, uma plataforma interior.

Os critérios de pré-dimensionamento e os materiais da respetiva plataforma são descritos detalhadamente ao longo desta secção, assim como os objetivos da sua implementação e o impacto visual que a concepção desta estrutura tem no pavilhão Rosa Mota.

4.1.1. CONCEPÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA

No âmbito de introduzir um complemento à estrutura já existente, o Pavilhão Rosa Mota, surge a ideia de conceber uma plataforma suspensa dentro do pavilhão. Esta plataforma terá um impacto grande na estrutura, não só estrutural como arquitetónico, devido à sua arrojada dimensão e geometria. Esta implementação levaria a um conflito de opiniões, tanto de especialistas como do público geral. A ideia de alterar um monumento emblemático da cidade com a introdução de uma nova estrutura é comumente litigiosa e a aprovação do projeto seria muito discutível.

O projeto consiste numa plataforma metálica suspensa no interior do pavilhão, em forma de “donut”. A suspensão seria feita por cabos e todas as dimensões desta estrutura são detalhadamente descritas adiante.

Arquitetonicamente, o “donut” seria uma boa geometria a dar à estrutura visto que se enquadra com o desenvolvimento radial da cúpula, o que permitiria uma boa visualização por parte do público que a utilizaria, não só na periferia como na parte central.

4.1.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para tornar este projeto possível, é necessário assumir alguns critérios de pré-dimensionamento para se chegar a um objetivo concreto. Aspectos como as dimensões, a altura, os materiais e as ligações a adotar são fundamentais para conceber a estrutura. São necessários conhecimentos de engenharia estrutural e de arquitetura para o desenvolvimento desta plataforma, de modo a criar

algo que se enquadre razoavelmente com o existente e que responda às necessidades espectáveis da utilização para a qual foi concebida.

Tendo o pavilhão aproximadamente 32 metros de altura considerou-se razoável colocar a plataforma suspensa a cerca de dois terços da laje de piso de utilização, mais propriamente ao nível do centro geométrico do quinto paralelo estrutural a contar do topo da cúpula, ou seja, a sensivelmente 23 metros. A abertura da plataforma, o buraco do “donut”, tem o diâmetro exatamente igual ao do último paralelo, o paralelo de topo (paralelo 8) que serve de base para a varanda do pavilhão, ou seja, a plataforma tem no seu interior uma área visível em forma de círculo com 14 metros de diâmetro. No que diz respeito à largura de utilização, esta é de aproximadamente 8 metros, logo, a estrutura tem um comprimento de 30 metros de uma extremidade até à outra. Isto faz com que o limite da estrutura suspensa esteja a uma distância do centro do pavilhão exatamente igual à distância que o centro de gravidade do terceiro paralelo a contar do topo tem desse mesmo centro, 15 metros. Estes factos evidenciam um rigor geométrico da plataforma com a sua envolvente, o pavilhão, de forma a contribuir o mínimo possível para a reprovação do projeto. É requerido o máximo estudo da geometria da cúpula para enquadrar com o menor impacto possível a nova estrutura.

Ainda em relação à plataforma suspensa, esta tem uma área de utilização de cerca de 550 m².

4.1.3. MATERIAIS

De forma a obter a máxima capacidade resistente da plataforma e, ao mesmo tempo, uma estrutura o mais leve possível, opta-se por conceber o projeto de implantação em aço e o piso da plataforma é revestido por grating, uma malha de aço usada frequentemente em superfícies industriais, não obstante de outras aplicações mas usualmente direcionada para pisos. O catálogo referente ao grating adotado encontra-se presente no Anexo A1.

Em relação à estrutura, esta será em aço VMB 300, escolhido pelo catálogo da Vallourec, cuja tensão de cedência é igual ou superior a 300 MPa (f_y) e a tensão de rotura igual ou superior a 415 MPa (f_u). Serão utilizados perfis tubulares quadrados TQ 150x150_10. As propriedades da secção TQ 150x150_10, presentes no catálogo da Vallourec, estão descritas no Anexo A2. Estes perfis são muito práticos pois têm as mesmas propriedades em ambos os eixos e, sendo tubulares, têm grande inércia face à área, o que para efeitos de resistência aos momentos fletores se torna vantajoso.

O grating a utilizar como piso da plataforma é atribuído através do catálogo da Acerogrill, escolhendo como dimensões da placa de suporte 50,8x4,8 mm com uma separação de 3 metros entre apoios. Note-se que a gama escolhida é das mais resistentes em catálogo o que assegura a Categoria de Utilização pretendida (Categoria C5, atribuída através do EC1 parte 1). Em relação às características do grating escolhido, este resiste a uma carga uniforme de 7,74 kN/m² (U) e a uma carga concentrada de 11,61 kN/m de malha. Como referido atrás, estes valores não comprometem a Categoria C5 ($q_k = 5.0$ kN/m² e $Q_k = 4.5$ kN - valores obtidos através do EC1). Ainda em relação ao grating obtido pelo catálogo, é escolhida uma malha do tipo G2 que, em função das dimensões da placa de suporte escolhida, tem um peso de 0,7432 kN/m². Este peso será determinante na modelação da estrutura, como será abordado adiante, pois será um dos casos de carga a considerar, com o nome *Peso Grating*.

4.1.4. OBJETIVO DA IMPLEMENTAÇÃO DA NOVA ESTRUTURA

A controvérsia que este tipo de implementação tem já é conhecida, no entanto esta solução será muito vantajosa para os objetivos que a seguir serão descritos, pois introduzirá uma maior dinâmica de utilização ao Pavilhão Rosa Mota.

São inúmeras as funções e finalidades que este projeto trará ao espaço em questão, sendo aqui descritas as mais importantes e práticas no ponto de vista do público.

Visto tratar-se de um pavilhão desportivo e pretender-se ampliar o mesmo para um multiusos, vários tipos de eventos podem ser realizados aqui. Desde já esta plataforma será de uma grande utilidade pela parte de jornalistas e operadores de câmara. Estes terão uma vista privilegiada e panorâmica para a captação de imagens e vídeos sobre todo o tipo de eventos a realizar. Apesar dos óculos da cúpula darem alguma luminosidade ao interior, aspetos como a iluminação de todo o espaço e alguma pirotecnia poderão estar garantidos através desta nova estrutura. A gestão da luz e dos efeitos de entretenimento ganham força com esta implementação.

Apesar de a plataforma ser projetada para a situação mais crítica, a categoria C5, é também possível ceder este novo espaço a algum público restrito em casos pontuais, que queiram aceder a uma estrutura singular como, por exemplo, em excursões ao topo do pavilhão.

Existe ainda um propósito muito útil para a finalidade deste projeto. Para todo o tipo de eventos a realizar dentro do espaço a existência de uma plataforma alguns metros acima da presença humana é muito útil para a colocação de faixas de publicidade, que podem ser eletrónicas como se vê hoje em dia noutros eventos como jogos desportivos de basquetebol ou conferências científicas. Para além da publicidade já descrita, outra finalidade poderá ser a colocação de painéis informativos que dão algum conhecimento ao público sobre o evento que se está a realizar naquele momento ou de um futuro a realizar no local.

De notar que para todo o tipo de utilização a dar à plataforma o acesso teria primeiro que ser feito até ao topo do pavilhão, pelo exterior, através da escadaria já existente e depois através de umas escadas helicoidais (a construir) que permitiriam a descida de sensivelmente 9 metros desde a varanda do pavilhão até à cota da plataforma.

4.1.5. IMPACTO VISUAL

Como já foi referido atrás, a concepção de uma estrutura desta dimensão num monumento histórico para a cidade e para o país gera grande polémica, pelo que aspetos como o impacto visual causado com a sua implementação deverão ser cuidadosamente estudados e analisados.

No que diz respeito ao impacto visual da nova estrutura é de esperar que surjam opiniões bastante díspares no que toca à necessidade ou não da sua implementação. A estrutura metálica do “donut” pode gerar alguma controvérsia, não só pela sua magnitude como também pelo seu “esqueleto” metálico que ficará totalmente visível. No entanto, é de esperar que filosofias de pensamento mais abertas e mais críticas consigam ver alguma beleza na nova estrutura. É possível que, tal como acontece com a própria cúpula, ocorra um grande impacto visual quando alguém entrar dentro do pavilhão e se deparar com uma estrutura completamente metálica de 30 metros suspensa apenas por cabos. No entanto é também possível que esse mesmo impacto seja positivo, uma vez que não é frequente ver tal obra de arte dentro de outra.

Em relação aos cabos, a sua colocação será feita do modo mais suave possível para evidenciar a plataforma e não tirar protagonismo à cúpula, estrutura-mãe emblemática. Serão colocados 16

cabos verticais alternados nos limites da abertura da plataforma que representarão 16 apoios simples verticais respetivamente, ou seja, estes cabos funcionarão como tirantes. Nos limites da estrutura serão colocados 8 cabos ligeiramente inclinados para dar estabilidade à mesma. Estes cabos são construtivos e estão apenas destinados a contrariar os deslocamentos laterais provocados pela utilização da plataforma.

Toda esta operação é complexa e poderá ser demorada. Tal facto pode salientar um aspecto intrusivo do projeto visto que é completamente aceitável alguma entidade achar que a identidade do Pavilhão Rosa Mota esteja a ser posta em causa face à iniciativa pretendida. Por fora, esse parâmetro está assegurado, no entanto, no interior, pode ocorrer uma descaracterização da cúpula visto que a sua imponência não se tornará tão expressiva e a refutação da nova construção salientar-se-á.

Necessário será também dizer que é obrigatório imprimir um carácter de reversibilidade à estrutura. Independentemente de toda a complexidade e investimento que este projeto terá é fundamental que caso se pretenda no futuro remover definitivamente a plataforma esta operação seja possível assegurando sempre a estabilidade e a função do pavilhão, premissa que tem de estar sempre presente.

Assim, apesar de polémico, o impacto visual é muito importante na decisão de conceber a obra. Este deverá ser analisado cuidadosamente e balanceado em função não só da opinião especializada como também da opinião pública.

4.2. MODELAÇÃO

4.2.1. ANÁLISE COM PROGRAMA DE CÁLCULO (ROBOT)

Tal como no capítulo anterior, para a modelação da nova plataforma suspensa a introduzir, recorreu-se ao programa Autodesk Robot Structural Analysis 2017. Neste sub-capítulo são descritas todas as considerações de pré-dimensionamento utilizadas.

Inicialmete gerou-se uma treliça metálica contraventada de altura variável que serve de base para toda a geometria da estrutura, como é possível observar na Figura 4.1. Esta treliça foi reproduzida de modo a gerar 32 treliças, número equivalente ao número de meridianos da cúpula que reforça o critério geométrico já referenciado anteriormente. Estas treliças estão ligadas radialmente através de três secções, gerando-se assim seis anéis, dois por cada secção, um anel superior e outro inferior. Concebe-se assim a plataforma com forma de “donut”, como representa a Figura 4.2.

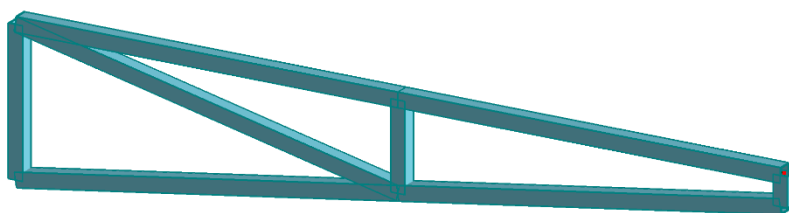


Figura 4.1. - Treliça 3D utilizada para a modelação da plataforma (Robot)

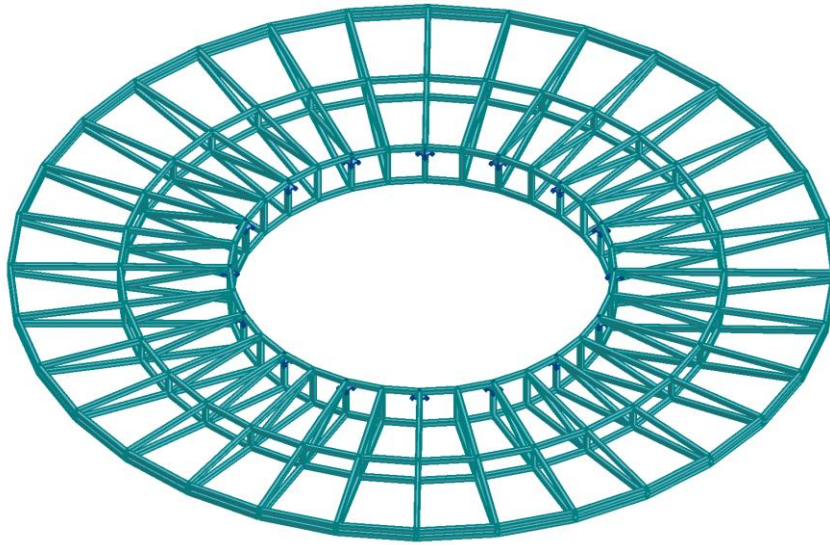


Figura 4.2. - Plataforma interior em perspectiva com representação dos apoios (Robot)



Figura 4.3. - Vista de frente da plataforma interior (Robot)

Para a modelação insere-se ainda 16 apoios verticais num dos menores anéis projetados, o anel interior superior, apoios esses que representam os cabos de suporte e ligação da plataforma à cúpula existente. Posteriormente considera-se os casos de carga, que serão descritos adiante, e, através dos resultados obtidos, procede-se a um processo iterativo para a determinação da secção ideal a utilizar, a TQ 150x150_10, que se trata de uma secção tubular quadrada, tal como ilustra a Figura 4.4. Na designação da secção adotada, TQ significa tubular quadrada, 150 corresponde à dimensão b , em milímetros, representada na Figura 4.4, e 10 corresponde à espessura t da secção, também em milímetros, na mesma figura. Optou-se por uma secção TQ 150x150_10 porque, para além de verificar a segurança, trata-se de uma gama que, segundo o fornecedor, é “mais frequentemente produzida” e deve “ser adotada preferencialmente”.

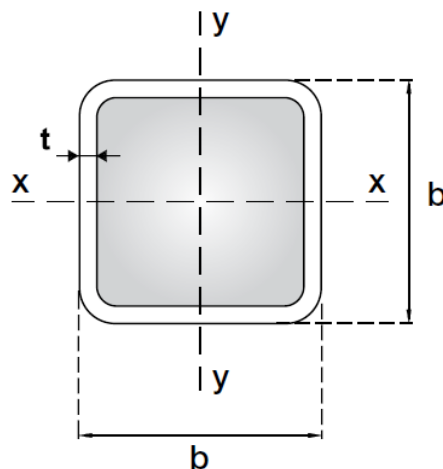


Figura 4.4 - Ilustração de uma seção tubular quadrada

4.3. ANÁLISE ESTATICA DA ESTRUTURA

4.3.1. SOLICITAÇÕES

Nesta secção são descritas detalhadamente as solicitações consideradas no processo de dimensionamento da plataforma em ELU (Estado Limite Último). As ações permanentes e variáveis que são apresentadas baseiam-se num pressuposto estrutural da plataforma assim como na utilização para a qual esta foi concebida.

4.3.1.1. Ações Permanentes

Aqui descrevem-se as ações permanentes utilizadas no dimensionamento da estrutura. Foram consideradas duas: o peso próprio da matéria estrutural (dos perfis TQ 150x150_10) assim como o peso referente ao grating utilizado.

Relativamente ao peso próprio, esta ação é representada por uma carga permanente estrutural que o próprio programa calcula em função apenas da secção utilizada e das suas características. Os resultados obtidos entram nos cálculos da combinação a considerar.

A segunda e última ação permanente presente é o peso do grating que foi calculado com base nos dados fornecidos pelo catálogo utilizado (peso= 0,7432 kN/m²). Assim, calcula-se uma força trapezoidal aplicada ao nível das barras superiores da treliça. Esta força é obtida através da largura de influência de uma treliça: 1,37 metros no interior, 2,16 metros a meio vão e 2,94 metros na extremidade mais afastada, o que origina 1,02 kN/m no interior, 1,61 kN/m a meio vão e 2,19 kN/m na extremidade mais afastada. A Figura 4.5 ilustra o caso de carga descrito atuando na plataforma.

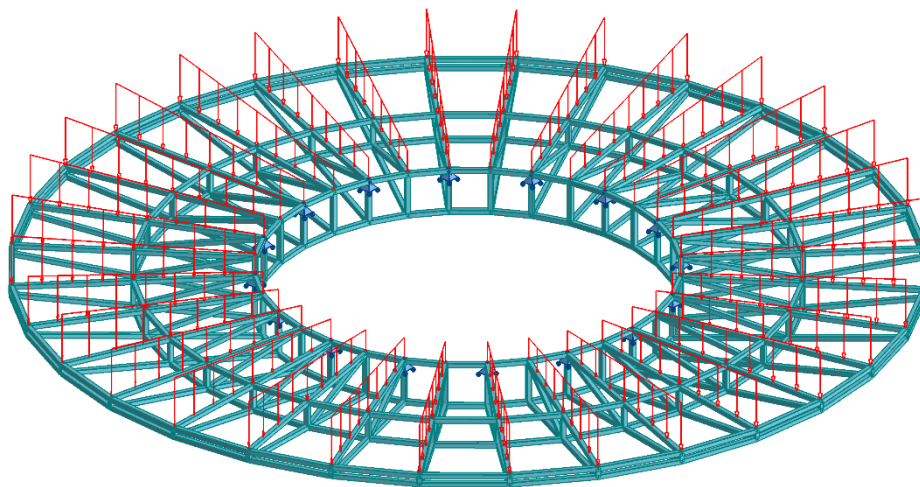


Figura 4.5 - Peso do grating da plataforma

4.3.1.2. Ações Variáveis

Nesta secção é descrita a única ação variável aplicada, a sobrecarga de utilização, que surge de um valor probabilístico retirado do EC1, mais concretamente da categoria C5 ($q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$). O método de obtenção da força trapezoidal que representa esta ação é exatamente igual ao aplicado no peso do grating, ou seja, as larguras de influência são as mesmas. Assim, através de q_k , obtém-se o valor de $6,85 \text{ kN/m}$ no interior, $10,8 \text{ kN/m}$ a meio vão e $14,7 \text{ kN/m}$ na extremidade.

4.3.2. COMBINAÇÕES

Para se proceder à análise da estrutura, recorreu-se às combinações de ações para Estado Limite Último, tal como foi realizado na secção 3.3.4. (recorrendo-se à fórmula representada no EC1).

Foi adotada a combinação fundamental que tem como ação variável base a sobrecarga de utilização, ou seja, ambos os pesos (próprio e do grating) foram multiplicados por um fator de 1,35 e a sobrecarga de utilização por 1,50. São os resultados obtidos através desta combinação que se tornam úteis para o estudo deste projeto no que diz respeito ao ELU. Os valores das reações verticais dos 16 apoios retirados deste caso de carga são os que se transportam para a cúpula através dos cabos de ligação ou suporte.

4.3.3. MODELO GLOBAL

Como foi referido na secção 4.3.2., os cabos, que fazem a ligação entre a plataforma suspensa e o pavilhão, transferem o peso desta através de forças concentradas para a cúpula. Torna-se então necessário voltar a fazer uma análise estrutural agora do novo conjunto (pavilhão + plataforma) e verificar a segurança da estrutura existente. Essa verificação é descrita mais detalhadamente na secção 4.3.5. do presente capítulo.

4.3.4. MODELO LOCAL

O presente capítulo assenta na implementação de uma nova estrutura. Como tal, antes de ser analisado o conjunto, é necessário que essa estrutura particular cumpra os critérios de segurança especificados nas presentes normas. Uma vez que a plataforma projetada é uma estrutura metálica, nesta secção, é dada especial importância ao dimensionamento das secções a atribuir utilizando-se os critérios de segurança da seguinte norma:

EN1993-1-1:2010, Projeto de estruturas de aço – Regras gerais e regras para edifícios.

4.3.4.1. Dimensionamento da secção tubular quadrada segundo o EC3

Para dimensionar as barras constituintes do esqueleto da plataforma metálica, adota-se uma secção do tipo tubular quadrada. Para tal, de forma a dar mais realismo ao projeto, utiliza-se o catálogo de tubos estruturais da Vallourec.

Em relação ao dimensionamento, foram efetuadas verificações à flexão composta desviada e ao esforço transversal. A torção não foi considerada uma vez que os valores atuantes são praticamente nulos.

Flexão Composta Desviada

Para a verificação à flexão composta desviada é necessário, segundo o EC3, recorrer-se ao seguinte critério:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (4.1)$$

em que:

$M_{y,Ed}$ valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y;

$M_{z,Ed}$ valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z;

$M_{N,y,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal N_{Ed} , em relação ao eixo y-y;

$M_{N,z,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal N_{Ed} , em relação ao eixo z-z;

α e β constantes que, conservativamente, foram consideradas iguais à unidade, conforme permitido pela norma.

Os valores de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal são iguais nos dois eixos da secção tubular uma vez que esta é duplamente simétrica. Como exemplo de obtenção destes valores, demonstra-se a seguinte expressão, adaptada do EC3, para $M_{N,z,Rd}$:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5\alpha) \quad \text{mas } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (4.2)$$

em que:

$M_{pl,z,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente, em relação ao eixo z-z (expressão (4.3));

$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$, onde N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal atuante e $N_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente plástico (expressão (4.4));

$a = (A - 2bt)/A$ mas $a \leq 0,5$ uma vez que se trata de uma secção tubular, onde A é a área da secção, em m^2 , b é a dimensão da secção utilizada e t a espessura da secção (como referido na secção 4.2.1.), ambas em metros.

Para a definição do valor de cálculo do momento fletor resistente recorreu-se à expressão (4.3), adaptada do EC3, para secções transversais da Classe 1 ou 2:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.3)$$

em que:

W_{pl} módulo de flexão plástico da secção transversal;

f_y tensão de cedência do aço constituinte da secção transversal - uma vez que se utilizou um aço S355, o valor deste parâmetro é de 355 MPa;

γ_{M0} coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe, cujo valor recomendado é 1,00.

Para a determinação do valor de cálculo do esforço normal resistente plástico, que é introduzido na razão que origina o parâmetro n presente na equação (4.2), recorre-se à expressão (4.4), adaptada do EC3, que se aplica a secções brutas (Classe 1 neste caso):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.4)$$

Após um processo iterativo, chega-se à já referida secção TQ 150x150_10, uma vez que, verificada a equação (4.1), conclui-se que o critério é cumprido. Depois de analisadas todas as barras da plataforma, chega-se a um valor máximo de 0,539 que é inferior a 1 e que assim valida a secção adotada. No processo de verificação descrito para a flexão composta desviada, usaram-se os seguintes valores da secção TQ 150x150_10:

- i. $A = 55,8 \text{ cm}^2$;
- ii. $W_{pl} = 269 \text{ cm}^3$;
- iii. $N_{pl} = 1980,9 \text{ kN}$;
- iv. $M_{pl} = 95,495 \text{ kNm}$.

Para a utilização tanto da expressão (4.3) como da expressão (4.4), foi necessário classificar a secção transversal utilizada. A primeira abordagem consistiu em considerar o caso de solicitação

mais gravoso, em que o componente analisado da secção se encontra solicitado à compressão simples. Assumindo este pressuposto, tenta-se verificar, inicialmente, se o elemento em análise seria de Classe 1. Para tal é necessário que se verifique a seguinte condição:

$$c/t \leq 33\epsilon \quad (4.5)$$

em que:

- c dimensão interna do tubo, igual a $b-3t$ neste caso concreto;
- t espessura do componente analisado;
- ϵ extensão, definida por $\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$, tomando o valor de 0,81.

A condição (4.5) verifica-se, ou seja, a secção utilizada é de Classe 1. As secções de Classe 1 são, segundo o EC3, “aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência”.

Esforço Transverso

Para a verificação ao esforço transverso é necessário, segundo o EC3, recorrer ao seguinte critério:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (4.6)$$

em que:

- V_{Ed} valor de cálculo do esforço transverso atuante;
- $V_{pl,Rd}$ valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico.

Uma vez que a torção é desprezada, torna-se possível obter o valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico através da equação (4.7):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (4.7)$$

em que:

- A_v área resistente ao esforço transverso, que, no presente caso, corresponde a metade da área da secção TQ 150x150_10, ou seja, 27,9 cm².

Depois de analisados todos os valores de cálculo do esforço transversal atuante e de obtido o valor de cálculo do esforço transversal resistente é verificado o critério presente na equação (4.6). Conclui-se assim que, perante a secção adotada, a verificação ao esforço transversal é cumprida.

Flexão com Esforço Transverso

Uma vez que existe esforço transversal, torna-se necessário avaliar se os efeitos deste esforço devem ou não ser considerados no cálculo do momento fletor resistente.

Segundo o EC3, “nos casos em que o esforço transversal seja inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, o seu efeito sobre o momento fletor resistente poderá ser desprezado”, que se traduz na equação (4.8):

$$V_{Ed} \leq 0,50 V_{pl,Rd} \quad (4.8)$$

Uma vez que este critério também é verificado, os efeitos do esforço transversal não são considerados no cálculo do momento fletor resistente. Devido a este facto, o procedimento anteriormente descrito, em relação à verificação da flexão composta desviada, é válido.

4.3.4.2. Estrutura suspensa por sistema de cabos

Após o dimensionamento da secção a utilizar nos elementos estruturais de barra da plataforma e aplicação das ações, procedeu-se à implementação das condições de apoio que representam os cabos de ligação. O sistema de cabos encontra-se representado no modelo como 16 apoios simples verticais, como é possível observar na Figura 4.2. O valor da reação em cada apoio é de 335,34 kN. A reação destes apoios traduz o esforço de tração presente nos cabos e, consequentemente, o incremento de força que atua na cúpula após a concepção da plataforma.

Para a atribuição dos cabos a utilizar, recorreu-se a um catálogo da empresa Macalloy, que se encontra presente no Anexo A3. No processo de decisão de qual o cabo a escolher, é necessário ter em conta que o esforço de tração atuante tem de ser inferior a 45% do valor da força de rotura do cabo, em Estado Limite Último (Judge, 2012). Assim, a força mínima de rotura do cabo tem de ser superior a 745,2 kN. Consequentemente, escolheu-se o cabo M48 do catálogo, cuja força de rotura é de 875 kN.

4.3.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS / VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITE DO CONJUNTO CÚPULA COM PLATAFORMA

Tal como se procede na secção 3.3.6. do capítulo 3, depois de consideradas as ações da plataforma bem como as respetivas combinações e condições de apoio, torna-se necessário efetuar a análise dos esforços atuantes nos elementos estruturais da cúpula. São mais uma vez considerados os elementos analisados na secção atrás referida à exceção das lajes de cobertura da cúpula. Uma vez que estas não cumprem a verificação de segurança na situação atual, também não cumprem para o novo conjunto.

A análise englobou todas as solicitações descritas na secção 3.3.3. com um acréscimo de uma ação permanente, o peso da plataforma. Esta ação traduz-se na aplicação de 16 forças

concentradas descendentes de 335,34 kN ao nível do paralelo de topo (paralelo 8), que assim expressam os esforços presentes nos cabos de ligação entre a plataforma e a cúpula (determinados na secção 4.3.4.2.).

As combinações consideradas na análise são as mesmas que se encontram descritas na secção 3.3.4., embora com a contribuição de mais uma ação permanente G_k , o peso da plataforma já descrito.

As condições de apoio e respetivas juntas de dilatação mantêm-se iguais ao descrito na secção 3.3.5.

A análise é, mais uma vez, efetuada por verificação à flexão composta desviada e ao esforço transversal. Tal como se sucede na análise anterior, o efeito do momento torsor dos vários elementos considerados foi ignorado por ter valores próximos de zero.

4.3.5.1. Verificação da Segurança à Flexão Composta Desviada

Nesta secção efetua-se o mesmo procedimento descrito na secção 3.3.6.1. e conclui-se que todos os elementos analisados verificam a segurança à flexão composta desviada. No entanto, como existe um acréscimo de solicitação, face ao existente, devido ao peso da plataforma implementada, apresentam-se as envolventes de rotura para o paralelo 8.

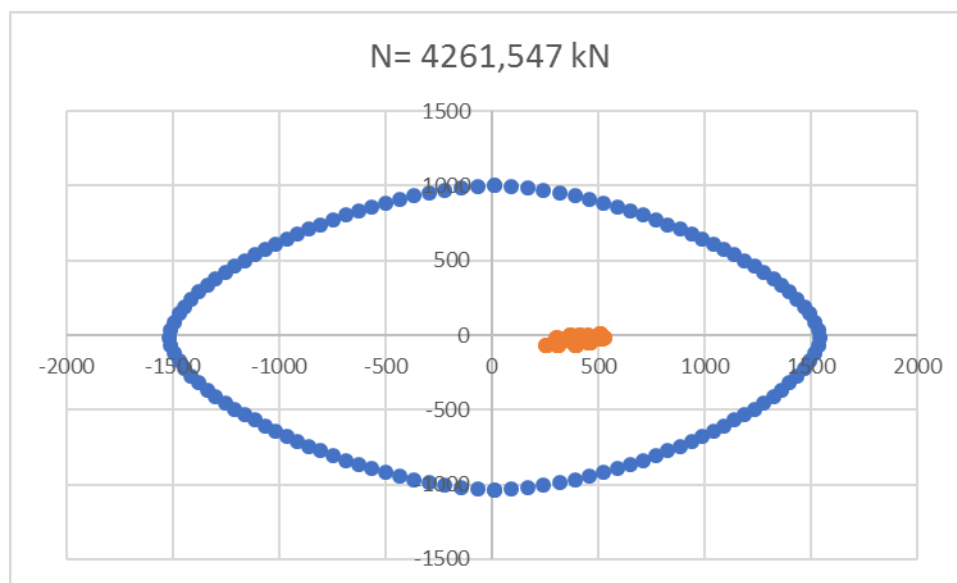


Figura 4.6. - Primeira envolvente de rotura do paralelo 8, após a implementação da plataforma

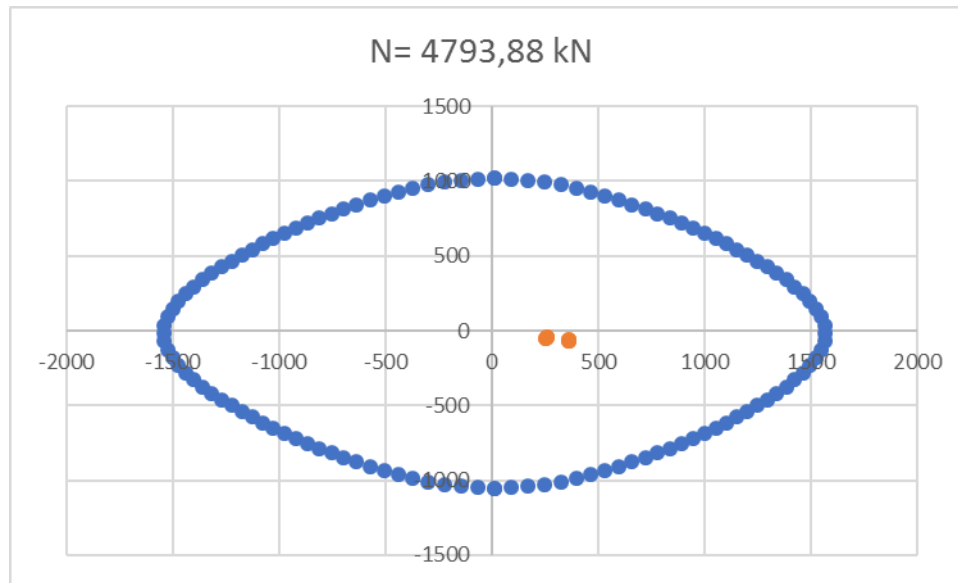


Figura 4.7. - Segunda envolvente de rotura do paralelo 8, após a implementação da plataforma

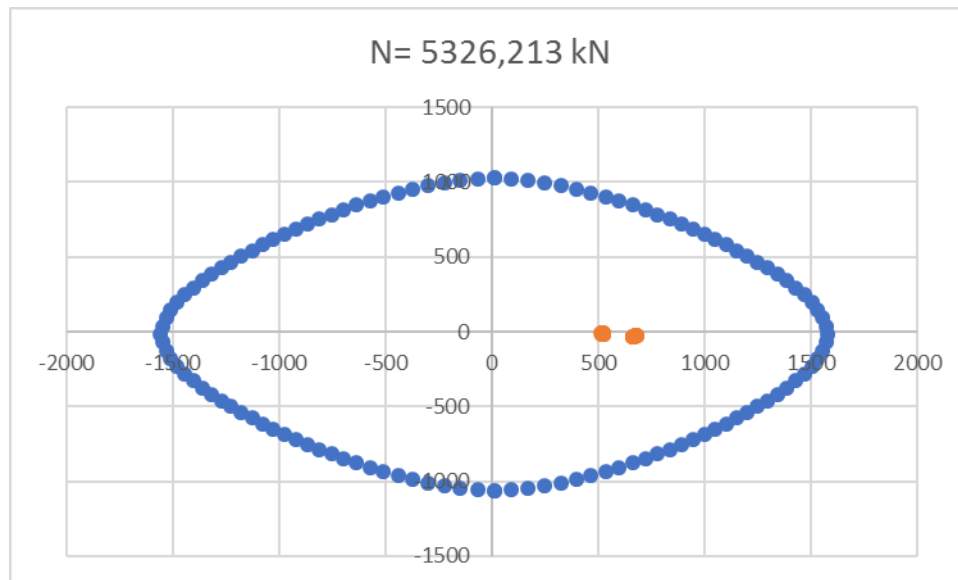


Figura 4.8. - Terceira envolvente de rotura do paralelo 8, após a implementação da plataforma

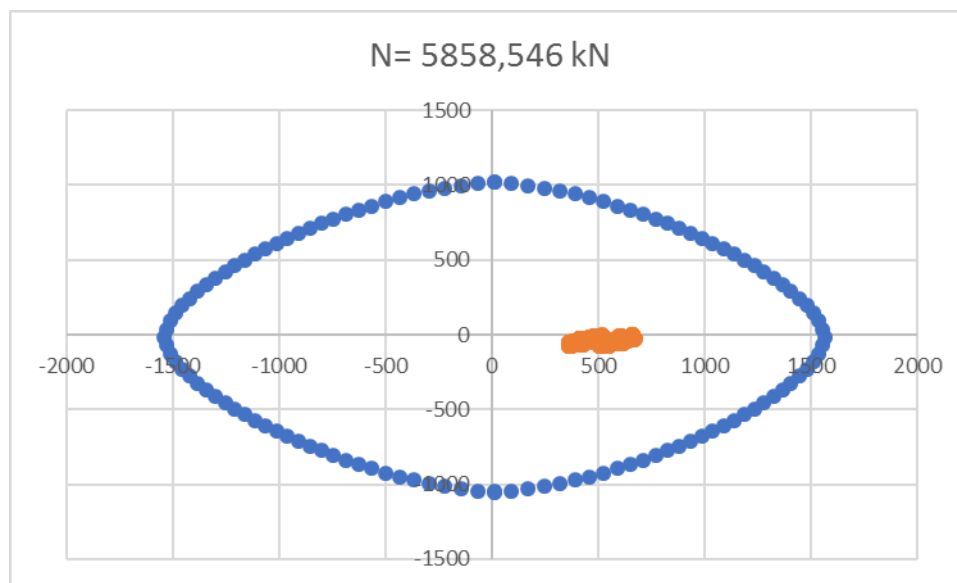


Figura 4.9. - Quarta envoltória de rotura do paralelo 8, após a implementação da plataforma

Após a observação das figuras 4.6 a 4.9, e comparando com as envoltórias de rotura do paralelo 8 no Capítulo 3, é possível observar que ocorre um acréscimo de solicitações. No entanto, a segurança continua a estar garantida. A utilização do paralelo 8 como fator de comparação tem como objetivo aprofundar este elemento, uma vez que a introdução da nova ação proveniente do peso da plataforma dá-se neste anel.

4.3.5.2. Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

Nesta secção efetua-se o mesmo procedimento descrito na secção 3.3.6.2. e conclui-se que as barras do paralelo 8 não verificam a segurança ao esforço transverso. A implementação da plataforma suspensa origina uma solicitação acentuada no paralelo 8. Assim, face aos estribos presentes nas secções deste paralelo, este elemento não resiste à solicitação ao corte que a plataforma lhe introduz.

Em relação a todas as barras dos meridianos e às barras dos restantes sete paralelos analisados, a segurança face ao esforço transverso é verificada.

4.3.5.3. Comentário à Segurança do Conjunto Cúpula com Plataforma

Uma vez efetuadas as análises de verificação à segurança dos elementos estruturais da cúpula, é possível concluir que todos os elementos cumprem a segurança em relação aos esforços considerados, à exceção do paralelo 8. O esforço transverso atuante no paralelo 8 é superior à capacidade resistente das armaduras presentes na secção deste elemento estrutural.

De modo a validar a implementação da plataforma suspensa, torna-se necessário recorrer a uma solução de reforço estrutural ao nível do paralelo 8.

5

REFORÇO ESTRUTURAL

5.1. ENQUADRAMENTO

No que diz respeito à necessidade de reforço, são referidas algumas das principais anomalias das estruturas de betão armado em relação ao comportamento estrutural (Appleton e Costa, [s.d.]):

- i. Deformações elevadas;
- ii. Fendilhação excessiva;
- iii. Deficiente capacidade resistente;
- iv. Funcionamento inadequado.

Neste capítulo, e tendo em conta o comportamento da estrutura analisada no presente documento, são descritas com profundidade as anomalias referentes à deficiente capacidade resistente.

Tendo como principais objetivos a correção e o melhoramento do comportamento estrutural, a intervenção numa estrutura existente relaciona-se com as seguintes situações (Appleton e Costa, 2012):

- i. Alteração da geometria da estrutura ou modificação do sistema estrutural;
- ii. Aumento do nível de segurança;
- iii. Alteração das ações atuantes;
- iv. Correção de anomalias associadas a deficiências de projeto de execução ou de exploração.

Em relação ao Pavilhão Rosa Mota, e consequente medida de acréscimo de uma plataforma metálica suspensa no último paralelo da cúpula (paralelo 8), são as duas últimas situações (“iii” e “iv”) que suscitam a necessidade de reforço estrutural. Existe, com a implementação da plataforma, um aumento das ações atuantes devido a uma nova utilização. Existe, também, uma deficiente capacidade resistente para as ações previstas de acordo com a regulamentação atual, que se verifica com a falta de resistência das lajes de cobertura da cúpula, como foi referido no Capítulo 3.

5.1.1. GENERALIDADES SOBRE UMA INTERVENÇÃO DE REFORÇO

Num processo de intervenção de reforço é necessário, numa fase anterior, elaborar uma avaliação da situação e, posteriormente, efetuar a respetiva intervenção.

A fase de avaliação é composta pelas seguintes etapas: inspeção (onde se registam e analisam as anomalias), avaliação do comportamento estrutural, diagnóstico (onde se pretende obter as causas e as explicações das anomalias) e, por fim, definição dos objetivos a atingir com a intervenção de reforço. A inspeção subdivide-se em inspeção visual e inspeção detalhada e deve ser precedida pela recolha de informação útil para a avaliação da situação existente. Na inspeção detalhada, é pertinente analisar aspetos como: a verificação das dimensões dos elementos estruturais (relação projeto/obra), as propriedades mecânicas do betão e do aço, a resposta estática e dinâmica da estrutura, a avaliação do nível e do tipo de deterioração da estrutura e a avaliação das condições das fundações. Relativamente à avaliação da segurança da estrutura, deve ser analisado o modelo de comportamento estrutural, nomeadamente as verificações aos estados limite últimos e aos estados limite de utilização, deve ser analisada a capacidade da estrutura para cumprir as exigências para as quais esta foi projetada, que no estudo deste documento passa pela capacidade das lajes de cobertura da cúpula, e deve também ser analisada a capacidade da estrutura para cumprir as novas exigências de exploração, que neste caso concreto passa pelo acréscimo da plataforma suspensa.

A intervenção, fase posterior, é caracterizada por diversos tipos de ações, entre as quais a limitação do uso da estrutura, a reparação dos elementos danificados, a demolição total ou parcial, a substituição ou introdução de novos elementos e o reforço dos elementos existentes. No presente capítulo, é estudado apenas o último tipo de intervenção referido, nomeadamente, o reforço dos elementos que comprometem o comportamento estrutural.

5.1.2. A NECESSIDADE E A DECISÃO DE REFORÇAR

Relativamente à necessidade de reforçar, existem dois momentos em que se recorre a este meio: em fase construtiva ou durante o período de vida da estrutura.

Em fase construtiva, é comum reforçar a estrutura quando existem: erros de execução, erros ao nível do projeto de estabilidade e erros na produção/composição do betão. Durante o período de vida da estrutura, surge a necessidade de reforçar quando se verificam fatores como: a ocorrência de ações de acidente (como por exemplo explosões e incêndios), a ocorrência de sismos, a alteração das exigências de serviço da estrutura, a modificação da função da estrutura para condições mais desfavoráveis (como é o caso do acréscimo da plataforma interior, Capítulo 4) e o agravamento dos requisitos regulamentares (que surge do facto de as lajes de cobertura não verificarem a segurança segundo as tabelas do Método do Regulamento Britânico, explicado na secção 3.3.6.3. do Capítulo 3).

A decisão de reforçar deve basear-se em três pontos relevantes:

- i. Inspeção da estrutura danificada;
- ii. Avaliação da capacidade resistente da estrutura;
- iii. Análise das diversas possibilidades de reforço.

Após a interpretação destes parâmetros surge a tomada de decisão de como e onde se deve reforçar a estrutura em causa.

5.1.3. OBJETIVOS DO REFORÇO

Relativamente aos objetivos do reforço de uma estrutura, existem inúmeras finalidades. Assim, aspetos como o aumento da resistência, da ductilidade e da rigidez, bem como a redução da deformação, dos esforços e da fissuração e ainda o melhoramento do comportamento dinâmico, englobam a intenção de reforçar.

Estes propósitos podem requerer técnicas de reforço diferentes, consoante o objetivo pretendido, técnicas essas que se apresentam de seguida.

5.2. TÉCNICAS DE REFORÇO

As técnicas de reforço têm como objetivo aumentar a capacidade resistente e/ou a rigidez em relação ao nível inicial de projeto (Correia, 2011) pelo que se dividem, essencialmente, em: adição de novos elementos resistentes, reforço dos elementos resistentes existentes e introdução de pré-esforço e de dispositivos especiais. No presente estudo, apenas é aprofundado o reforço dos elementos resistentes.

Existem diversas técnicas de aplicação de reforço, sendo que as mais frequentemente utilizadas são:

- i. Colagem de chapas metálicas;
- ii. Colagem de materiais compósitos (FRPs);
- iii. Encamisamento do betão;
- iv. Pré-esforço exterior;
- v. Introdução de perfis metálicos;
- vi. Inserção de novos elementos estruturais;
- vii. Criação/eliminação de ligações internas;
- viii. Introdução de deslocamentos impostos.

5.2.1. REFORÇO DOS ELEMENTOS RESISTENTES

Na presente secção são descritas as três primeiras técnicas referidas anteriormente: a colagem de chapas metálicas, a colagem de materiais compósitos e o encamisamento do betão.

5.2.1.1. Colagem de chapas metálicas

A solidarização das chapas metálicas ao elemento estrutural, geralmente completada por meios mecânicos, é feita por colagem através de resina epóxi. As dimensões do elemento estrutural a reforçar devem ser preservadas. No entanto, estas podem sofrer alterações devido à espessura da chapa e a potenciais camadas de proteção ao fogo e à corrosão. Por ser de rápida execução, esta técnica é adotada em situações em que é requerida uma intervenção de emergência.

Aplicações

Em relação à sua aplicabilidade, a colagem de chapas metálicas surge quando:

- i. Há deficiência de armaduras;
- ii. É inconveniente o aumento das secções;
- iii. O reforço é moderado;

- iv. O betão é de média/boa qualidade;
- v. É necessário reforçar vigas ao esforço transversal e ao momento fletor;
- vi. É necessário reforçar lajes ao momento fletor.

O uso desta técnica permite aumentar a capacidade resistente tanto ao esforço transversal como à flexão simples e é, geralmente, aplicada a lajes e a vigas, embora seja nas vigas onde a sua aplicação é mais frequente. Em elementos estruturais que se possam classificar como paredes, a aplicabilidade desta medida de reforço é menor, devido ao elevado custo envolvido resultante das dimensões destes elementos (Correia, 2011).

Aspetos Principais

A colagem de chapas metálicas é constituída por alguns aspetos que fazem com que esta técnica de reforço seja regularmente utilizada. De seguida, referem-se os aspetos mais importantes:

- i. Suscetibilidade à exposição solar, mau comportamento à fadiga e ao fogo, problemas de fluência para cargas permanentes;
- ii. Rapidez de execução e interferência mínima na utilização da estrutura;
- iii. Necessidade de elevado controlo de qualidade, como por exemplo as características da resina, a preparação das superfícies e a execução dos trabalhos;
- iv. Necessidade tanto de empresas como de pessoal técnico especializado;
- v. O aço deve ser sujeito a tensões baixas com a finalidade de não surgirem deformações elevadas, que possam mobilizar a sua capacidade resistente;
- vi. A espessura das chapas a utilizar varia, geralmente, entre 3 e 10 milímetros;
- vii. A colagem é feita com resina epóxi podendo ser aplicada por espatulamento ou por injeção;
- viii. A ligação deve ser complementada com conetores e as chapas devem ser amarradas nas extremidades adequadamente;
- ix. As chapas devem ser protegidas contra a ação do fogo e contra a corrosão, como já foi referido anteriormente.

Vantagens

O recurso à técnica da colagem de chapas metálicas surge devido a aspetos vantajosos como: a possibilidade de uma melhoria da capacidade resistente do elemento estrutural, a manutenção da secção existente, a ausência de ruído excessivo ou pó, a manutenção da geometria da estrutura, a rapidez de execução e a possibilidade de manter a estrutura em utilização durante a execução do reforço.

Desvantagens

Por outro lado, esta técnica também tem alguns inconvenientes, sendo os mais condicionantes: o elevado custo da intervenção, a necessidade de mão-de-obra especializada, a possibilidade de efeitos secundários nas zonas de ancoragem, a necessidade de grande controlo de qualidade durante a execução e a necessidade de proteger, com os revestimentos exteriores adequados, as chapas do fogo e da corrosão. De realçar que as variações de temperatura e a corrosão podem provocar a descolagem das chapas metálicas.

Procedimento

O procedimento de execução da técnica de colagem de chapas metálicas divide-se em várias ações, nomeadamente:

- i. Tratamento das superfícies dos elementos a reforçar (as superfícies devem estar completamente limpas, de modo a não diminuir o efeito de aderência pretendido e deve também existir uma rugosidade superficial, de modo a aumentar a superfície de contacto);
- ii. Tratamento das chapas metálicas anterior à colocação (desengorduramento, corte e decapagem);
- iii. Possível execução de furos para colocação das buchas dos parafusos de suporte (as buchas metálicas permitem uma melhor ligação da chapa ao betão aumentando a resistência por aderência e diminuindo a deformabilidade da ligação, reduzem o risco de rotura frágil e permitem ainda a existência de uma resistência residual em caso de incêndio);
- iv. Colocação das chapas:
 1. Prévia aplicação da cola (aplicação de uma camada de resina epóxi no betão e nas chapas e aplicação de uma pressão uniforme sobre a chapa de modo a obter-se a espessura desejada do ligante);
 2. Posterior aplicação da cola (selagem das juntas entre as chapas e o betão com argamassa constituída, essencialmente, por resina epóxi e injeção de resina epóxi com o objetivo de garantir que a ligação entre a o elemento de betão e a chapa metálica é monolítica);
- v. Desmontagem do sistema de aperto, que deve ser sempre após sete dias, no mínimo;
- vi. Remoção das resinas escorrentes;
- vii. Limpeza geral das chapas;
- viii. Proteção das faces expostas com pinturas anticorrosivas.

Na Figura 5.1 é possível observar a técnica de reforço por colagem de chapas metálicas sem conetores (à esquerda) e com conetores (à direita). Tendo em consideração a ação “iii” do procedimento de execução da técnica, o reforço com conetores é uma boa solução a implementar, embora não tenha sido considerado neste estudo.

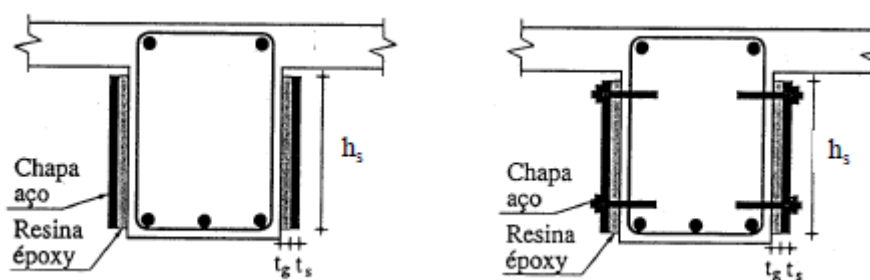


Figura 5.1 - Reforço por colagem de chapas metálicas sem e com conetores

(Appleton e Costa, 2012)

Durante a execução devem ser controlados os deslocamentos e a deformação das secções e devem ser evitados danos na estrutura existente durante a reparação.

5.2.1.2. Colagem de materiais compósitos (FRPs)

A técnica de colagem de materiais compósitos recorre, como na colagem de chapas metálicas, a resinas epóxi, não tendo estas que ter exatamente as mesmas propriedades das da colagem de chapas. Os materiais compósitos são sistemas FRP (Fiber Reinforced Polymer) e podem ser de carbono (CFRP), vidro (GFRP) ou aramida (AFRP). As fibras de CFRP são mais eficazes, pelo que, no presente estudo, opta-se por este tipo de fibras no reforço das lajes de cobertura da cúpula.

Aplicações

A necessidade de aplicação de FRPs, como solução de reforço, acontece quando:

- i. Há deficiência de armaduras, como é o caso das lajes da cúpula do pavilhão;
- ii. O aspeto estético é importante;
- iii. O betão é de média/boa qualidade;
- iv. O reforço é moderado;
- v. É inconveniente o aumento das secções;
- vi. Existe a necessidade de reforçar vigas em relação ao momento fletor e ao esforço transversal;
- vii. Existe a necessidade de reforçar lajes em relação ao momento fletor;
- viii. Existe a necessidade de reforçar pilares por confinamento do betão.

No que diz respeito ao sistema FRP, este revela-se pouco eficaz no reforço de estruturas à ação sísmica. No entanto, o mesmo não é verdade quando o objetivo passa por aumentar a ductilidade do elemento estrutural. À exceção do reforço de pilares por confinamento do betão, esta técnica não se aplica em situações de reforço à compressão.

Aspetos Principais e Tipologias

Em relação aos aspetos principais da aplicação da técnica de colagem de FRPs, são enumerados os seguintes:

- i. A interferência é mínima relativamente à utilização da estrutura;
- ii. É necessário um elevado controlo da qualidade, como por exemplo nas características da resina, na preparação das superfícies e na execução dos trabalhos;
- iii. É necessário empresas e pessoal técnico especializado;
- iv. Existem problemas de fluência para cargas permanentes, existe suscetibilidade à exposição solar e existe mau comportamento à fadiga e ao fogo;
- v. A colagem é feita com resina epóxi, através da aplicação a rolo ou por espatulamento;
- vi. Existe grande rapidez e facilidade de execução;
- vii. Não existe corrosão e as dimensões são contínuas;
- viii. A resistência à tração do sistema FRP é muito superior à do aço;
- ix. O reforço pode ser efetuado com laminados ou com mantas.

As fibras de carbono, CFRPs, podem ser laminados (unidirecionais, previamente endurecidos, prontos a usar) que são simplesmente colados com um adesivo de resina epóxi. Por outro lado, também podem ser mantas (unidirecionais, bi-direcionais ou multi-direcionais, contínuas e endurecidas in situ) que são ligadas e coladas com uma matriz de resina epóxi. Na Figura 5.2 é

possível observar a aplicação de mantas de materiais compósitos em lajes. Existem também varões, cordões e cabos de CFRP.

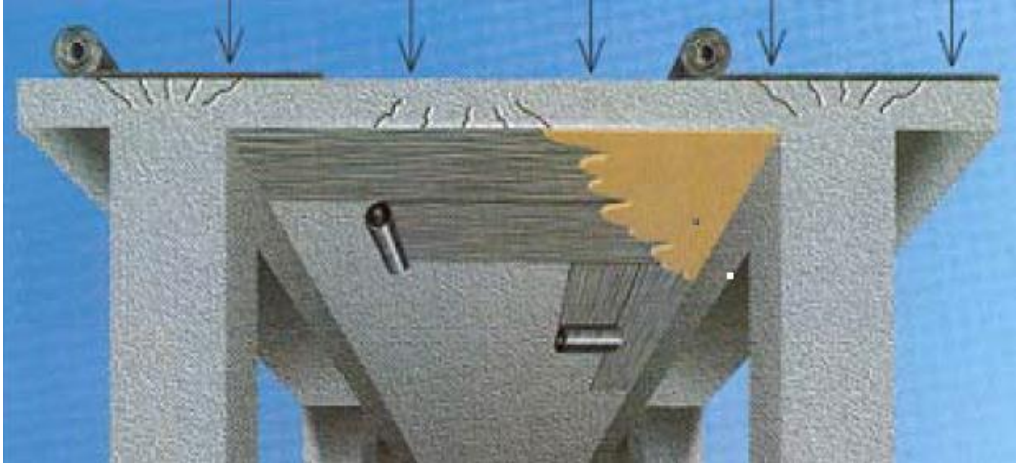


Figura 5.2 - Aplicação de mantas de materiais compósitos em lajes

(Correia, 2011)

Vantagens

São inúmeras as vantagens da utilização de sistemas FRP, sendo em seguida realçadas as mais importantes:

- i. Espessura reduzida;
- ii. Peso muito reduzido;
- iii. Facilidade de aplicação;
- iv. Pequena exigência ao nível do equipamento;
- v. Reduzida área de estaleiro;
- vi. Fácil transporte e manuseamento;
- vii. Elevada resistência à tração e à flexão;
- viii. Boa resistência química (corrosão);
- ix. Bom comportamento ao choque e à fadiga;
- x. Bom isolamento eletromagnético;
- xi. Aplicação direta de pintura;
- xii. Comercialização em rolos.

Desvantagens

No entanto, é também considerável o número de inconvenientes que esta técnica possui, nomeadamente:

- i. Reduzida resistência ao fogo e aos raios ultravioleta;
- ii. Comportamento elástico até à rotura (não possui reserva plástica de deformação);
- iii. Só funciona à tração;
- iv. Reduzida resistência ao esforço transversal;
- v. Os laminados apenas funcionam numa direção;

- vi. Fraca ligação, em ambientes húmidos, entre o betão, a resina e as fibras;
- vii. Exigência de cuidados específicos de aplicação, como por exemplo a limpeza após a utilização dos adesivos e a proteção dos trabalhadores;
- viii. Necessidade de proteção mecânica devido a possíveis atos de vandalismo;
- ix. Incineração dos resíduos resultantes da intervenção;
- x. Elevado custo.

Técnicas de Aplicação (Trabalhos Prévios/Mantas/Laminados)

Em relação aos trabalhos prévios, é necessário efetuar a reparação do betão deteriorado e das fissuras, a preparação dos cantos e arestas, a preparação e inspeção da superfície e a inspeção das condições ambientais. A reparação do betão deteriorado passa pela remoção de betão degradado, pelo tratamento das armaduras e eventual reforço e pela reposição das secções em betão com argamassas de reparação. A reparação das fissuras consiste na selagem e na injeção de resinas epóxi. A preparação dos cantos e arestas baseia-se no arredondamento dos cantos até um raio mínimo de dez milímetros enquanto que a preparação da superfície resume-se à remoção de poeiras, sujidades e materiais que contribuam para o agravamento da aderência. Contudo, é também essencial inspecionar as condições da superfície e verificar as condições ambientais.

De seguida, são descritas as técnicas de aplicação das fibras do tipo manta e do tipo laminado.

A técnica de aplicação das fibras em forma de manta expressa-se do seguinte modo:

- i. Preparação do substrato;
- ii. Aplicação do primário;
- iii. Eventual aplicação local da argamassa de regularização;
- iv. Aplicação da primeira camada de resina epóxi;
- v. Aplicação das mantas de CFRP;
- vi. Aplicação da segunda camada de resina epóxi;
- vii. Aplicação, opcional, de uma camada de revestimento.

A técnica de aplicação dos laminados de CFRP divide-se em:

- i. Decapagem;
- ii. Aplicação do primário;
- iii. Eventual aplicação local da argamassa de regularização;
- iv. Limpeza do laminado;
- v. Aplicação do adesivo de resina epóxi;
- vi. Aplicação e ajuste do laminado.

5.2.1.3. Encamisamento com betão armado

O encamisamento dos elementos estruturais com betão armado é uma técnica de reforço mais frequente e salienta a ideia de que os materiais existentes e os materiais novos têm comportamento mecânico e características idênticas. A sua utilização consiste em materiais cimentícios e em armaduras do tipo varão que podem conferir maior resistência e/ou rigidez a elementos tanto danificados como com deficiências estruturais. A camada do novo material reveste o existente (encamisamento) e proporciona um aumento das dimensões finais da peça reforçada em comparação com a peça original. Trata-se, assim, de um aumento da secção transversal através da adição de armaduras suplementares e betão (Appleton e Costa, 2012).

Aplicações

A aplicação da técnica de encamisamento com betão armado surge com a necessidade de:

- i. Aumentar consideravelmente tanto a rigidez como a resistência do elemento estrutural;
- ii. Garantir boa proteção das armaduras de reforço face à ação do fogo;
- iii. Aumentar a resistência das zonas comprimidas;
- iv. Aumentar a capacidade resistente de pilares, vigas, lajes e paredes para todo o tipo de esforços, incluindo os provenientes da ação sísmica.

A Figura 5.3 apresenta uma solução de reforço à flexão e ao esforço transversal através da técnica de encamisamento com betão armado num elemento estrutural do tipo viga. A aplicação representada no caso da Figura 5.3 surge da necessidade apresentada no ponto “iv”.

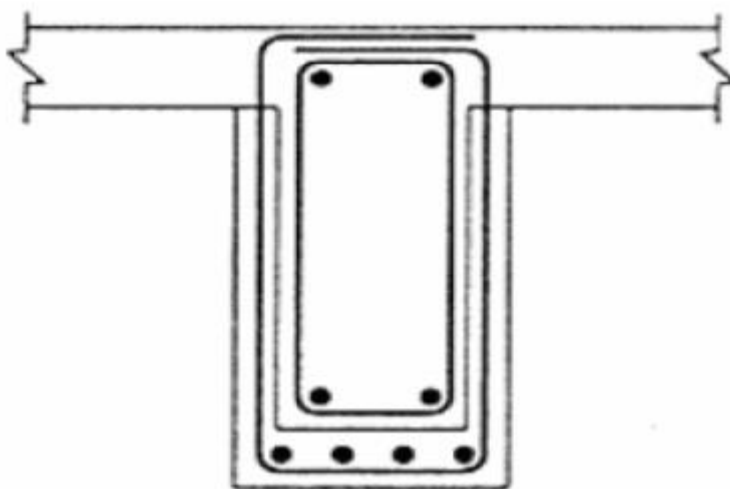


Figura 5.3 - Reforço de uma viga à flexão e ao esforço transversal
(Sousa, 2008)

Aspetos Principais

O encamisamento com betão armado implica um aumento considerável das dimensões das secções transversais e necessita de uma grande interferência na utilização da estrutura. A técnica em questão requer a preparação cuidadosa da superfície de betão onde se dá a intervenção, sendo que, relativamente ao reforço com chapas metálicas, apresentado na secção 5.2.1.1., apresenta melhor proteção ao fogo e à corrosão e apresenta ainda características de reforço mais vantajosas relativamente à ação sísmica.

Vantagens

A técnica de reforço por encamisamento com betão armado engloba as seguintes vantagens:

- i. Aumento da rigidez e da resistência das peças reforçadas;
- ii. Custo reduzido;
- iii. Execução relativamente rápida e simples;
- iv. Recurso a mão-de-obra não especializada;
- v. Boa garantia e eficácia de funcionamento quando garantido o monolitismo e a aderência ativa;
- vi. Inexistência de efeitos secundários na grande parte dos casos;
- vii. Distribuição uniforme do aumento da rigidez da estrutura;
- viii. Aumento da durabilidade dos elementos estruturais reforçados, contrapondo com a necessidade de proteção relativamente à ação do fogo e à corrosão nas técnicas em que se utiliza resina epóxi e em que o aço fica exposto.

Desvantagens

Em comparação com as outras duas técnicas de reforço exploradas neste capítulo, o encamisamento com betão armado possui poucas desvantagens, contudo estas têm um carácter importante na hora de decisão. Os principais inconvenientes são:

- i. Tempo de espera inevitável até que o betão adquira a resistência suficiente para carregamento;
- ii. Dimensões finais dos elementos reforçados muito superiores às iniciais, o que levanta problemas estéticos e problemas de funcionalidade;
- iii. Na situação em que se pretenda obter continuidade do reforço entre pisos, existe a necessidade da armadura de reforço longitudinal atravessar a laje, o que obriga à sua perfuração e condiciona o reforço, uma vez que, no caso de lajes vigadas, os varões da armadura de reforço que atravessa este elemento estrutural é difícil de posicionar.

Execução

O processo de execução de um encamisamento engloba:

- i. Escoramento;
- ii. Preparação da superfície;
- iii. Colocação de armaduras adicionais e reposição das armaduras iniciais, no caso de deterioração;
- iv. Betonagem;
- v. Cura.

No escoramento pretende-se controlar a deformação das secções, controlar os deslocamentos e evitar colapsos durante a reparação.

A preparação da superfície garante a melhor ligação entre o material inicial e o de reforço e permite a remoção do betão alterado. Para tornar a superfície onde se aplica o reforço rugosa recorre-se a jatos de água de alta pressão, jatos de areia e martelos de agulhas. Posteriormente, a superfície é limpa com o recurso a jatos de água.

O processo de betonagem utiliza betão e argamassa, sendo que o betão pode ser aplicado por cofragem, pode ser projetado e pode também ser aplicado diretamente à colher. Recorre-se à

utilização de resinas de colagem em todo o procedimento da betonagem para melhorar a aderência entre o betão inicial e o aplicado no reforço.

Materiais

Os materiais a utilizar na técnica do encamisamento com betão armado devem ser de alta qualidade. Aspectos como a boa aderência, boa trabalhabilidade, baixa retração, alta resistência à compressão e compatibilidade de deformações com os materiais iniciais têm de estar assegurados para que a boa aplicação da técnica esteja garantida.

As argamassas e os betões podem ser projetados ou moldados, i.e., inseridos numa cofragem. Os materiais moldados podem ser à base de ligantes sintéticos, resinas, e podem também ser à base de ligantes hidráulicos. Os materiais projetados têm características próprias como a facilidade de colocação, a boa aderência e a elevada resistência, no entanto, provocam sujidade e têm um acabamento irregular. Uma vez utilizados betões e argamassas à base de ligantes sintéticos, realçam-se as seguintes particularidades: possível retração elevada, baixa resistência ao fogo, sensibilidade à humidade, boa solidarização com as armaduras e preço elevado.

Particularidades sobre a Técnica

Durante a aplicação da técnica, é necessário que se proceda a um tratamento das superfícies dos materiais existentes, como já foi referido. O tratamento passa por: retirar o betão deteriorado, criar a superfície rugosa, colocar à vista as armaduras, salientar as juntas de betonagem, limpar as armaduras e retirar as poeiras provenientes da intervenção.

As principais características a assegurar no material de reforço são a baixa retração e a boa aderência ao substrato do elemento a reforçar.

Finalmente, a utilização de materiais com características superiores às dos existentes, como, por exemplo, a extensão após rotura, não traz grande vantagem na aplicação desta técnica. O fundamental é que o comportamento do novo elemento reforçado cumpra os requisitos que levaram à necessidade de reforço.

5.3. SOLUÇÕES PROPOSTAS PARA O REFORÇO DO PAVILHÃO ROSA MOTA

Nesta secção dá-se especial importância à necessidade de reforçar o Pavilhão Rosa Mota, não só devido à sua presente condição, que não é validada regulamentarmente pelos critérios atuais, conforme exposto na secção 3.3.6.3., mas também devido ao acréscimo de solicitações correspondentes à implementação da plataforma interior.

Deste modo, surge a necessidade de reforçar as lajes de cobertura da cúpula, tendo em conta o que se descreve na secção 3.3.6.3., e emerge, devido à medida de implementação proposta, a inevitabilidade de reforçar, com uma outra técnica, o último paralelo da cúpula do pavilhão (paralelo 8), que advém da análise presente na secção 4.3.5.

5.3.1. REFORÇO DAS LAJES DE COBERTURA DA CÚPULA

Tendo em conta as técnicas expostas na secção 5.2.1, Reforço dos Elementos Resistentes, surge o critério de escolha, para o reforço das lajes de cobertura em relação aos momentos fletores, entre

duas das técnicas expostas: a colagem de materiais compósitos e o encamisamento com betão armado.

De todas as vantagens relacionadas com a técnica de reforço por colagem de materiais compósitos, as que destacam a escolha desta técnica, comparativamente à técnica de encamisamento com betão armado, é o facto da manta de FRP ter um peso reduzido e uma grande durabilidade. Estes aspetos são determinantes na tomada de decisão de reforçar as lajes da cúpula do pavilhão analisado no presente estudo. Aspetos como o peso próprio das lajes não seriam agravados em demasia com a utilização de mantas de FRP e na necessidade de uma nova intervenção, esta seria a longo prazo. No entanto, existe uma grande desvantagem na técnica escolhida, que também poderia ser determinante na hora de estimar o orçamento da intervenção: o elevado custo das mantas de materiais compósitos. Note-se, comparativamente, que a técnica de encamisamento com betão armado é muito mais barata. No capítulo seguinte, Estimativa Orçamental, é possível entender este fator quando se observa a fração que está associada ao reforço com mantas de CFRP.

Considerando o peso reduzido como aspeto preponderante, elege-se a colagem de materiais compósitos como a técnica a aplicar no reforço das lajes de cobertura da cúpula. Deste modo, opta-se por mantas com fibras de CFRP pelo facto do carbono ser um material mais eficiente embora seja mais caro que o vidro e que a aramida.

A aplicação da técnica surge, neste caso específico, da necessidade de reforçar as lajes em relação ao momento fletor uma vez que as lajes da cúpula têm défice de armaduras. Esteticamente, não existe grande intrusividade com a utilização desta técnica. Por outro lado, não é conveniente o aumento das secções, aspeto que se verifica com a utilização das mantas e que é reprovado com o encamisamento.

Uma vez escolhida esta técnica de reforço, opta-se por mantas bi-direcionais, à semelhança das lajes, e os aspetos principais a ter em conta seriam a mínima interferência relativamente à utilização da estrutura, o elevado controlo de qualidade e a fácil e rápida execução.

5.3.2. REFORÇO DO PARALELO 8 AO ESFORÇO TRANSVERSO

A necessidade de reforçar o paralelo 8, em relação ao esforço transversal, surge do procedimento que é descrito na secção 3.3.6.2. e da verificação da segurança que não é validada mediante o explicado na secção 4.3.5.2.

Deste modo, opta-se pela técnica de colagem de chapas metálicas para reforçar o paralelo 8 relativamente ao esforço transversal. A aplicação desta técnica providencia o aumento da capacidade resistente das secções do paralelo 8 face à necessidade já referida. Os aspetos principais a ter em conta neste caso específico, em que a solicitação ao esforço transversal aumentou consideravelmente devido à implementação da plataforma metálica, são: a interferência mínima na utilização da estrutura durante o processo de reforço, o intervalo de espessura em que as chapas se devem encontrar (que deve ser respeitado), o possível complemento da ligação com conetores e a eventual e apropriada amarração das chapas nas extremidades. As grandes vantagens desta técnica encontram-se na manutenção, tanto da secção existente, como da geometria da estrutura e na rapidez de execução.

No entanto, na aplicação desta técnica existe uma desvantagem associada que possui um carácter determinante. O preço da técnica de colagem com chapas metálicas torna-se elevado, devido à aplicação de resinas epóxi, uma vez que se opta por não utilizar conetores mecânicos. No próximo

capítulo, Estimativa Orçamental, é possível compreender a diferença do custo das chapas metálicas relativamente às resinas de aderência.

5.3.2.1. Cálculo das Chapas Metálicas

Depois de escolhida a técnica de reforço, procede-se ao dimensionamento das chapas metálicas a utilizar nas vigas do paralelo 8.

A segurança em relação ao esforço transversal, nas vigas do paralelo 8 depois de introduzida a plataforma metálica, não é verificada nas duas direções principais da secção da peça, Z (vertical) e Y (horizontal). Deste modo, procede-se ao dimensionamento do reforço da peça nas direções já referidas.

Por razões geométricas e construtivas, foi tomada a decisão de colocar duas chapas verticais e uma horizontal na secção retangular do paralelo 8. No cálculo, foi considerado um coeficiente de monolitismo ($\gamma_{n,R}$) de 0,9 e a seguinte expressão:

$$V_{ed,m\acute{a}x} \leq 0,9 V_{Rd,s} + 0,9 V_{Rd,r} \quad (5.1)$$

em que:

$V_{ed,m\acute{a}x}$ valor máximo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,s}$ valor de cálculo do esforço transversal resistente relativo aos estribos do paralelo 8, calculado através da expressão (3.18);

$V_{Rd,r}$ valor de cálculo do esforço transversal resistente relativo às chapas metálicas da técnica de reforço aplicada.

Direção Vertical

Nesta direção, o valor máximo do esforço transversal atuante é de 160,64 kN e o valor de cálculo do esforço transversal resistente relativamente aos estribos da secção do paralelo 8 é de 77,96 kN. Recorrendo à expressão (5.1), é necessário multiplicar $V_{Rd,r}$ por dois, uma vez que nesta direção existem duas chapas. Depois de utilizada essa expressão, conclui-se que

$$V_{Rd,r} = A_v (f_y / \sqrt{3}) \geq 50,26 \text{ kN} \quad (5.2)$$

em que:

A_v área resistente ao esforço transversal, que, pelo facto de a chapa metálica corresponder a um retângulo, é $5/6 A$, em que A corresponde à área total da secção da chapa;

f_y tensão de cedência do aço constituinte da chapa metálica - uma vez que se utilizou um aço S355, o valor deste parâmetro é de 355 MPa.

Considerando, mais uma vez por razões construtivas, a altura da chapa metálica 300 mm, depois de interpretada a expressão (5.2) é necessário dimensionar a espessura da chapa, t . A condição de dimensionamento obtida para a espessura t é:

$$t \geq 1,0 \text{ mm} \quad (5.3)$$

Tendo em conta o aspeto “*vi*” da técnica de reforço por colagem de chapas metálicas que requer que “A espessura das chapas a utilizar varie, geralmente, entre 3 e 10 milímetros”, atribui-se, às duas chapas verticais, a altura de 300 mm e a espessura de 3 mm.

Direção Horizontal

Na direção horizontal, o valor máximo do esforço transversal atuante é de 109,66 kN e o valor de cálculo do esforço transversal resistente relativamente aos estribos da secção do paralelo 8 é de 51,45 kN. Recorrendo à expressão (5.1) conclui-se que:

$$V_{Rd,r} \geq 70,39 \text{ kN} \quad (5.4)$$

Note-se que, na direção horizontal, $V_{Rd,r}$ não é multiplicado por dois uma vez que na presente direção apenas se considera uma chapa, colocada na base da secção.

Por razões geométricas e de facilidade na produção das chapas, opta-se, nesta direção, por uma largura da chapa igual à altura das chapas utilizadas na direção vertical, 300 mm. Tendo em conta que:

$$V_{Rd,r} = A_v (f_y / \sqrt{3}) \quad (5.5)$$

chega-se à condição de dimensionamento da espessura t :

$$t \geq 1,37 \text{ mm} \quad (5.6)$$

Através do mesmo aspeto “*vi*” da técnica de reforço adotada, atribui-se, à chapa horizontal, a largura de 300 mm e a espessura de 3 mm.

5.3.2.2. Disposição das chapas na secção do paralelo 8

Como já foi referido anteriormente, na aplicação da técnica de reforço são introduzidas três chapas metálicas: duas lateralmente e uma na base da secção transversal. A Figura 5.4 mostra a disposição referida.

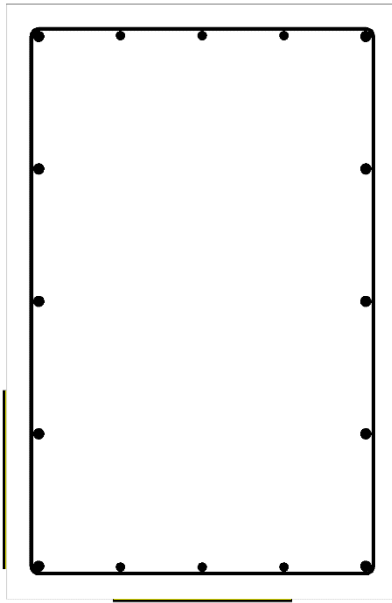


Figura 5.4 - Disposição das chapas na secção do paralelo 8 - secção reforçada

A colagem das chapas metálicas à secção transversal do paralelo 8 é efetuada por resinas epóxi. A Figura 5.5 realça o pormenor da utilização da resina epóxi, representada a amarelo. As resinas acompanham o desenvolvimento das três chapas ao longo do paralelo 8. Existem 32 conjuntos de três chapas com o respetivo acompanhamento das resinas. A extensão de cada grupo é de cerca de 0,80 metros, uma vez que as chapas são aplicadas nos 32 espaços livres entre a viga do paralelo 8 e os 32 meridianos que aí convergem.

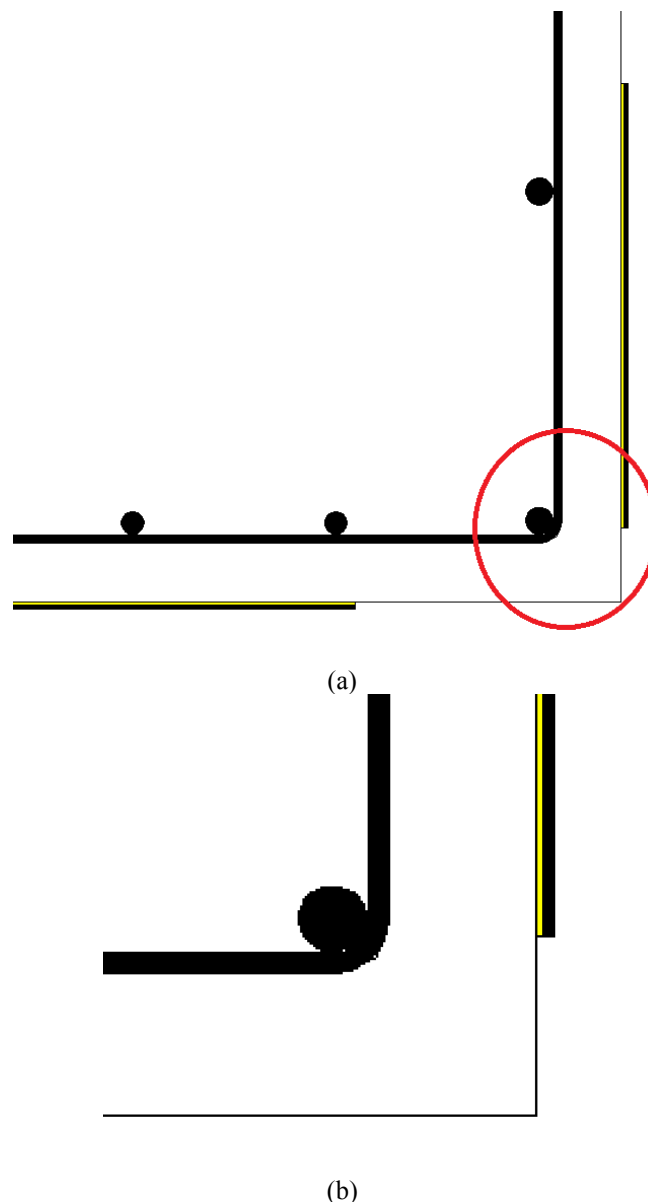


Figura 5.5 - Pormenor da utilização de resinas epóxi na colagem das chapas

Por uma questão de consolidar a aderência das chapas ao paralelo 8, é possível optar-se por ligar as chapas mecanicamente nas suas extremidades. No entanto, este critério não foi considerado no presente estudo, ficando apenas a sugestão.

5.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Relativamente ao reforço de uma estrutura e à técnica de reforço estrutural a utilizar, surgem aspetos importantes a ter em conta. Num primeiro ponto, é essencial consultar documentação técnica e científica especializada para a obtenção do conhecimento exato e adequado ao caso particular que se está a analisar. Por outro lado, a eficácia das técnicas de reforço está dependente da correta pormenorização da técnica adotada. A clara definição dos objetivos a atingir com o reforço e a correta caracterização da estrutura existente são essenciais para a seleção da técnica

de reforço a assumir na intervenção. Por fim, deve ser verificada a adequação das expressões regulamentares atuais definidas para a nova construção e devem, também, ser conhecidos os pressupostos de cálculo da técnica de reforço a aplicar (Júlio, 2012).

6

ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

6.1. OBTENÇÃO DA ESTIMATIVA DE CUSTO GLOBAL

Através do Quadro 6.1 é efetuada uma estimativa do custo global da intervenção a realizar no Pavilhão Rosa Mota. São desenvolvidos dois sub-custos totais: o primeiro referente à concepção da plataforma interior, descrita no Capítulo 4, e o segundo referente às medidas de reforço estrutural a aplicar na estrutura, descritas no Capítulo 5. A estimativa orçamental baseia-se nos custos relativos às quantidades dos materiais utilizados. Os custos unitários foram obtidos através de contactos com fornecedores, engenheiros orçamentistas, pesquisa na internet e comparação com outros trabalhos. Torna-se importante referir que o objetivo deste capítulo é fornecer um valor de enquadramento face ao trabalho desenvolvido no presente documento, pelo que o valor final está sempre sujeito a uma margem de erro.

Quadro 6.1 – Estimativa orçamental da obra

	Material	Quantidade	Unidade	Custo Unitário	Custo Parcial
Plataforma Interior	Grating	551,68	m ²	125,00 €	68.960,00 €
	Secção Tubular	49.889,00	kg	3,50 €	17.4611,50 €
	Cabos	1.340,00	kg	15,00 €	20.100,00 €
	Guardas	94,25	m	90,00 €	8.482,50 €
	Escada em Caracol	1,00	-	-	1.400,00 €
				Σ =	273.554,00 €

Reforço Estrutural	Chapas Metálicas	539,14	kg	3,50 €	1.886,99 €
	Resina Epóxi	23,04	m²	180,00 €	4.147,20 €
	Mantas CFRP	4642,02	m²	100,00 €	464.202,00 €
				Σ =	470.236,19 €
				Total	743.790,19 €
Acabamentos gerais	15%				111.568,53 €
TOTAL GERAL					855.358,72 €
Arredondamento					641,28 €
ESTIMATIVA DE CUSTO GLOBAL					856.000,00 €

6.2. DESCRIÇÃO DAS QUANTIDADES DOS MATERIAIS

Nesta secção, são descritos os procedimentos que levam à obtenção das quantidades dos materiais utilizados na estimativa orçamental da obra.

6.2.1. QUANTIDADES DOS MATERIAIS RELATIVOS À PLATAFORMA INTERIOR

Relativamente ao grating, a quantidade presente no Quadro 6.1 refere-se à área do piso de utilização da plataforma, retirada através das dimensões das barras de secção tubular constituintes. A medição foi elaborada através do programa de cálculo, uma vez que a plataforma modelada não é exatamente circular, tendo sido utilizadas barras retas para a “definição” do círculo.

O peso dos elementos que constituem o “esqueleto” da plataforma (barras de secção tubular) foi obtido através da medição de todos os elementos de barra, no programa de cálculo.

O peso dos cabos foi igualmente obtido através do desenvolvimento total. Neste caso, recorreu-se a um corte que atravessa um dos meridianos com o objetivo de determinar o comprimento dos dois diferentes tipos de cabos: os cabos de suspensão, 16, que são dimensionados na secção 4.3.4.2., e os cabos de estabilização, 8, referidos na secção 4.1.5.

O desenvolvimento das guardas corresponde ao perímetro exterior da plataforma, sendo o seu custo obtido com base nesse mesmo perímetro.

A escada em caracol tem uma altura de cinco metros e a estimativa do seu valor é a apresentada no Quadro 6.1.

6.2.2. QUANTIDADES DOS MATERIAIS RELATIVOS AO REFORÇO ESTRUTURAL

O peso das chapas metálicas obteve-se através dos 32 conjuntos de três chapas que se desenvolvem ao longo da viga do paralelo 8.

A área de resina epóxi a utilizar na colagem de chapas metálicas obteve-se através da área de contacto entre as chapas metálicas e a secção da viga do paralelo 8.

Uma vez que a manta de CFRP é aplicada a todas as lajes de cobertura da cúpula estudada, a área da manta corresponde à área total das lajes, desprezando a existência dos óculos. A área de cada uma das lajes foi determinada através da medição das suas dimensões, no programa de cálculo utilizado para a modelação do pavilhão. No presente estudo, foi considerada apenas uma camada de manta a aplicar nas lajes.

6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a realização da estimativa orçamental, chega-se a uma estimativa de custo global de 856.000,00 euros (oitocentos e cinquenta e seis mil euros).

Através do Quadro 6.1, observa-se que a fração referente ao custo das técnicas de reforço a aplicar na estrutura é substancialmente superior à fração correspondente à implementação da plataforma. Deste modo, torna-se possível concluir que uma medida de intervenção de reforço é muito cara. No mesmo quadro, é possível observar que a técnica de reforço com mantas de CFRP a aplicar nas lajes de cobertura corresponde a cerca de 50% da estimativa de custo global. Assim, conclui-se, neste caso específico, que seria mais barato demolir as lajes de cobertura e construir lajes mais robustas, com betão e armaduras mais resistentes para, desta forma, não agravar o peso destes elementos estruturais.

Em alternativa ao que é descrito neste documento, poderia propor-se o reforço com materiais clássicos, como o aparafusamento de chapas ou a aplicação de betão armado.

Como nota final, é referido o seguinte: reforçar com materiais leves e sofisticados é caro, enquanto que reforçar com materiais de betão armado (materiais tradicionais) aumenta consideravelmente o peso da estrutura.

7

COMENTÁRIO FINAL

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, referem-se as conclusões principais extraídas do estudo descrito nesta dissertação. Complementarmente, também se apresentam sugestões para desenvolvimentos futuros relacionados com o projeto analisado.

7.2. CONCLUSÕES

Uma vez concretizado o estudo, foram retiradas algumas conclusões acerca deste trabalho. As conclusões consideradas mais importantes, e que têm maior impacto na estrutura, são, de seguida, expostas.

Após a análise da cúpula do pavilhão, foi possível concluir que os elementos de barra da estrutura atual se encontram em segurança mediante as normas europeias atuais. No entanto, as lajes da cobertura não respeitam os critérios presentes na atualidade e, por isso, necessitam de reforço estrutural.

Face à necessidade de projetar uma nova estrutura, concluiu-se que é possível a sua concretização desde que sejam efetuados os necessários reforços da estrutura atual.

É também possível concluir que a plataforma proposta neste documento contribui para o aumento da versatilidade do imóvel.

Relativamente ao reforço estrutural, é possível a sua aplicação, contudo a intervenção acaba por ficar dispendiosa. O reforço com materiais mais sofisticados (e recentes) é pouco intrusivo e não acrescenta peso considerável à estrutura.

7.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Nesta secção descrevem-se alguns dos estudos complementares que poderão ser feitos em relação ao que foi elaborado e que servem de aprofundamento ao que se pretende analisar.

Como desenvolvimento futuro, poderá fazer-se uma análise não linear material da estrutura tendo em consideração a fissuração do betão e a eventual plastificação das armaduras dos elementos estruturais.

Poderá fazer-se também uma análise dinâmica por integração direta no domínio do tempo, considerando o comportamento não linear dos materiais estruturais utilizados.

O estudo do reforço poderá basear-se em materiais modernos, como por exemplo CFRP (*carbon fiber reinforced polymer*), GFRP (*glass fiber reinforced polymer*) ou AFRP (*aramid fiber reinforced polymer*).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- APPLETON, Júlio; COSTA, António - *Reparação de Estruturas de Betão Armado*. [s.d.].
- APPLETON, Júlio; COSTA, António - *Reabilitação e reforço de Estruturas*. 2012).
- BAHIA, Ricardo *et al.* - Inspecção estrutural do Palácio de Cristal. Em **Reabilitar 2010 - Encontro Nacional de Conservação e Reabilitação de Estruturas**. Lisboa : LNEC, 2010. p. 1–7.
- BS8110-1 - *Structural use of concrete - Part 1: Code of practice for design and construction*. London. 1997) 160.
- CÂMARA MUNICIPAL DA MAIA - **O Fórum** [Em linha] [Consult. 21 mai. 2018]. Disponível em WWW:<URL:https://www.cm-maia.pt/pages/1381>.
- CARR, Karen - **What is a dome? History of Architecture** [Em linha], atual. 2017. [Consult. 8 abr. 2018]. Disponível em WWW:<URL:https://quatr.us/architecture/dome-history-architecture.htm>.
- CARR, Karen - **The Pantheon - Roman Architecture - Ancient Rome** [Em linha], atual. 2017. [Consult. 8 abr. 2018]. Disponível em WWW:<URL:https://quatr.us/architecture/pantheon-ancient-roman-architecture.htm>.
- CARR, Karen - **Hagia Sophia - Istanbul** [Em linha], atual. 2017. [Consult. 8 abr. 2018]. Disponível em WWW:<URL:https://quatr.us/architecture/hagia-sophia-istanbul.htm>.
- CEREJO, Daniel - **Vamos reconstruir o antigo Palácio de Cristal do Porto?** [Em linha], atual. 2013. [Consult. 15 jun. 2018]. Disponível em WWW:<URL:https://www.publico.pt/2013/10/30/p3/noticia/vamos-reconstruir-o-antigo-palacio-de-cristal-do-porto-1818376>.
- Cofre do Claustro** - [Em linha] [Consult. 20 mai. 2018]. Disponível em WWW:<URL:https://hisour.com/pt/cloister-vault-32054/>.
- CORREIA, João Ramôa - *Protecção, Reparação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*. 2011).
- Dome Architecture - Em *Encyclopaedia Britannica* [Em linha] [Consult. 7 abr. 2018]. Disponível em WWW:<URL:https://www.britannica.com/technology/dome-architecture>.
- GONDAL, Nasir - **The House of Worship for All, The Pantheon** [Em linha], atual. 2015. Disponível em WWW:<URL:http://ghareebkhana.blogspot.com/2015/07/the-house-of-worship-for-all-pantheon.html>.
- INMAN - **Eyes of the bird: a drone over Hagia Sophia** [Em linha], atual. 2014. [Consult. 9 abr. 2018]. Disponível em WWW:<URL:https://www.inman.com/2014/02/21/eyes-of-the-bird-a-drone-over-hagia-sophia/#>.
- JUDGE, Ryan Paul - **Structural Cables subjected to Blast Fragmentation**
- JÚLIO, Eduardo S. - *Reabilitação e Reforço de Estruturas*. 2012) 1–75.
- LOUREIRO, José Carlos - **José Carlos Loureiro, Arquitecto/Architect**. ISBN 9789896581541.
- LUZ, Pedro Da - **A cúpula de Santa Maria del Fiori** [Em linha], atual. 2014. [Consult. 20 mai. 2018]. Disponível em WWW:<URL:http://arquiteturacidadeprojeto.blogspot.com/2014/09/a-cupula-de-santa-maria-del-fiori.html>.
- MARQUES, Hugo; MATOS, António Campos E - *OPORTO ´ S SPORTS PAVILION – structural rehabilitation of a 60 years old landmark*. 2–8.
- Millennium Dome** - [Em linha], atual. 2017. [Consult. 9 abr. 2018]. Disponível em WWW:<URL:https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Millennium_Dome>.

NUNES, Patricia - **Teoria do Arco de Alvenaria: Uma Perspectiva Histórica** [Em linha]. [S.l.] : Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2009 Disponível em WWW:<URL:<http://repositorio.unb.br/handle/10482/4465>>.

NUNES, Rosana Aparecida Ferreira - **Avaliação do desempenho estrutural de coberturas em estrutura de aço na forma de arco circular e parabólico** [Em linha]. [S.l.] : Universidade Federal de Ouro Preto, 2011 Disponível em WWW:<URL:<http://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/2730>>.

PRANDI, Jair - **Millennium Dome – Londres** [Em linha], atual. 2013. [Consult. 9 abr. 2018]. Disponível em WWW:<URL:<https://megaengenharia.blogspot.com/2013/06/millennium-dome-londres.html>>.

SOUSA, Álvaro Fernando Vieira Da Silva - **Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado**. [S.l.] : FEUP, 2008

STUART, Guilherme Radwanski - **Comportamento estrutural de uma cúpula** [Em linha], atual. 2006. [Consult. 7 abr. 2018]. Disponível em WWW:<URL:<http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/cupula.htm>>.

STUART, Guilherme Radwanski - **Esforços na cúpula; Deformada da cúpula**, atual. 2006.

Types of dome - [Em linha], atual. 2017. [Consult. 9 abr. 2018]. Disponível em WWW:<URL:https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Types_of_dome>.

ANEXOS

A1 – CATÁLOGO DA EMPRESA ACEROGRIIL PARA A ADOÇÃO DO GRATING A UTILIZAR

A2 – CATÁLOGO DA EMPRESA VALLOUREC, PROPRIEDADES DA SECÇÃO TUBULAR

**A3 – CATÁLOGO DA EMPRESA MACALLOY PARA A DETERMINAÇÃO DO SISTEMA DE CABOS
A IMPLEMENTAR**

A1 – CATÁLOGO DA EMPRESA ACEROGRIIL PARA A ADOÇÃO DO GRATING A UTILIZAR



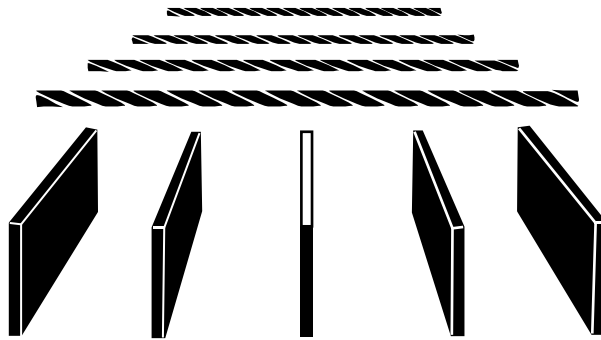
ACEROGRILL

LA INDUSTIA DEL GRATING

PRODUCIENDO CALIDAD

Las Rejillas Electroforjadas Acero Grill, cumpliendo normas y estándares internacionales (ASTM NAAMM), le garantiza a nuestros clientes una rejilla de alta resistencia durabilidad y calidad.

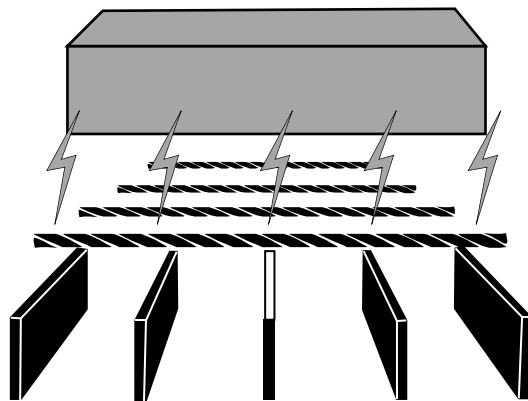
SELECCION DE CALIDAD



Barras entregiradas y pletinas portantes seleccionadas dentro de un estricto control de calidad.

UNION POR ELECTROFROJADO

PRESION
+
ARCO VOLTAICO



A través del proceso estándar industrial de electroforjado, se logra la perfecta fundición de la barra entregirada y las pletinas portantes formando así la rejilla sin aporte de material.

ACABADO DE LAS REJILLAS



Adecuándose a las necesidades de nuestros clientes. El acabado de las rejillas, puede ser galvanizado, pintado o en hierro negro.

CARACTERISTICAS GENERALES DE DISEÑO I

TABLA DE CARGAS PERMISIBLES

Dimension Pletina Portante mm (pulg)		SEPARACION ENTRE APOYOS (CLARO) mts									
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50					
19,1 x 3,2 (3/4 x 1/8)	U	2612	1161	653	418	290					
	F	1,6	3,7	6,5	10,2	14,6					
	C	653	435	326	261	218					
	F	1,3	2,9	5,2	8,1	11,7					
19,1 x 4,8 (3/4 x 3/16)	U	3918	1741	979	627	435					
	F	1,6	3,7	6,5	10,2	14,6					
	C	979	653	490	392	326					
	F	1,3	2,9	5,2	8,1	11,7	1.75				
25,4 x 3,2 (1 x 1/8)	U	4643	2064	1161	743	516	379				
	F	1,2	2,7	4,9	7,6	11,0	15,0				
	C	1161	774	580	464	387	332				
	F	1,0	2,2	3,9	6,1	8,8	12,0				
25,4 x 4,8 (1 x 3/16)	U	6965	3095	1741	1114	774	569				
	F	1,2	2,7	4,9	7,6	11,0	15,0				
	C	1741	1161	871	696	580	497				
	F	1,0	2,2	3,9	6,1	8,8	12,0	2.00			
31,8 x 3,2 (1 1/4 x 1/8)	U	7255	3224	1814	1161	806	592	453			
	F	1,0	2,2	3,9	6,1	8,8	12,0	15,6			
	C	1814	1209	907	725	605	518	453			
	F	0,8	1,8	3,1	4,9	7,0	9,6	12,5	2.25		
31,8 x 4,8 (1 1/4 x 3/16)	U	10882	4836	2721	1741	1209	888	680	537		
	F	1,0	2,2	3,9	6,1	8,8	12,0	15,6	19,8		
	C	2721	1814	1360	1088	907	777	680	605		
	F	0,8	1,8	3,1	4,9	7,0	9,6	12,5	15,8		
38,1x3,2 (1 1/2 x 1/8)	U	10447	4643	2612	1671	1161	853	653	516		
	F	0,8	1,8	3,3	5,1	7,3	10,0	13,0	16,5		
	C	2612	1741	1306	1045	871	746	653	580		
	F	0,7	1,5	2,6	4,1	5,9	8,0	10,4	13,2	2.50	
38,1x4,8 (1 1/2 x 3/16)	U	15670	6965	3918	2507	1741	1279	979	774	627	
	F	0,8	1,8	3,3	5,1	7,3	10,0	13,0	16,5	20,3	
	C	3918	2612	1959	1567	1306	1119	979	871	784	
	F	0,7	1,5	2,6	4,1	5,9	8,0	10,4	13,2	16,3	2.75 3.00
50,8x4,8 (2 x 3/16)	U	27858	12381	6965	4457	3095	2274	1741	1376	1114	921 774
	F	0,6	1,4	2,4	3,8	5,5	7,5	9,8	12,4	15,3	18,5 22,0
	C	6965	4643	3482	2786	2322	1990	1741	1548	1393	1266 1161
	F	0,5	1,1	2,0	3,1	4,4	6,0	7,8	9,9	12,2	14,8 17,6
57,2x4,8 (2 1/4 x 3/16)	U	35258	15670	8814	5641	3918	2878	2204	1741	1410	1166 979
	F	0,5	1,2	2,2	3,4	4,9	6,6	8,7	11,0	13,6	16,4 19,5
	C	8814	5876	4407	3526	2938	2518	2204	1959	1763	1603 1469
	F	0,4	1,0	1,7	2,7	3,9	5,3	6,9	8,8	10,8	13,1 15,6
63,5x4,8 (2 1/2 x 3/16)	U	43528	19346	10882	6965	4836	3553	2721	2150	1741	1439 1209
	F	0,5	1,1	2,0	3,1	4,4	6,0	7,8	9,9	12,2	14,8 17,6
	C	10882	7255	5441	4353	3627	3109	2721	2418	2176	1979 1814
	F	0,4	0,9	1,6	2,4	3,5	4,8	6,2	7,9	9,8	11,8 14,1

U = Carga uniforme (Kg/m2)
C = Carga concentrada (KG/m de rejilla)
F = Deflexión (mm)

Los valores teóricos estan
basados en:
fx= 1250 kg/cm2
E= 2,1 x 10 Kg/cm2

Los valores de esta tabla corresponden a los especificados, por la Asociación Americana de Fabricantes Arquitectónicos de Metal (NAAMM por sus siglas en inglés)

Los valores para las columnas de la separación entre apoyos que aparecen sombreados producen una deflexión de 6,35mm (1/4") o menor al colocar una carga uniforme de 480 Kg/m. Esta es la máxima deflexión recomendada la cual provee seguridad y comodidad al peatón. Estos valores pueden ser excedidos a discreción del departamento de ingeniería.

La capacidad de resistencia de una rejilla sometida a una carga concentrada sobre una parte del ancho de la misma está determinada por la rigidez y el espesor de las pletinas portantes y de las barras entregiradas, por lo que varía de acuerdo al tipo de rejilla utilizado. Para determinar la capacidad de resistencia de rejillas sometidas a este tipo de cargas, el Departamento Técnico de Acero Grill debe ser consultado.

Para los casos donde se especifiquen rejillas dentadas, se recomienda utilizar rejillas de pletinas portantes con una altura de 6,35 mm (1/4") mayor a la seleccionada en la tabla.

GUIA PARA LA SELECCION Y ESPECIFICACION DE LA REJILLA

SELECCION DE LA PLETINA PORTANTE

P	LONGITUD ENTRE APOYOS (cm)									
	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300
75	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 3/16	1 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/2 x 3/16
150	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/2 x 3/16	1 1/2 x 3/16
225	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/2 x 3/16	1 1/2 x 3/16	1 1/2 x 3/16	2 x 3/16
300	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/2 x 3/16	1 1/2 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16
375	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/2 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16
450	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 1/8	1 1/4 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/2 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 1/4 x 3/16
525	1 x 1/8	1 x 1/8	1 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/4 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 1/4 x 3/16
600	1 x 1/8	1 x 3/16	1 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/4 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 1/4 x 3/16	2 1/2 x 3/16
975	1 x 1/8	1 x 3/16	1 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/4 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 1/4 x 3/16	2 1/2 x 3/16
750	1 x 1/8	1 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/4 x 3/16	1 1/4 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 x 3/16	2 1/4 x 3/16	2 1/2 x 3/16

P= CARGA CONCENTRADA EN KG POR METRO DE ANCHO DE REJILLA
LOS VALORES DE ESTA TABLA ESTAN EXPRESADOS EN PULGADAS

Esta tabla permite al consumidor seleccionar la dimensión de la pletina portante (Rejilla Tipo G1) en relación a la carga a soportar y a la longitud entre apoyos, cumpliendo con la máxima deflexión de 6,35 mm (1/4") recomendada por la NAAMM, la cual provee seguridad y comodidad al peatón.

COMO ESPECIFICAR LA REJILLA ELECTROFORJADA ACEROGRILL

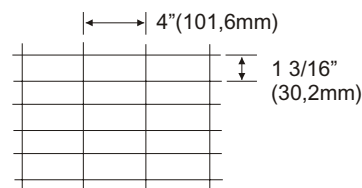
Para agilizar sus órdenes favor indicarnos los siguientes datos:

- Tipo de rejilla
- N° de paneles
- Largo y ancho de los paneles
- Tipo de Superficie (dentada o lisa)
- Altura y espesor de la pletina portante
- Acabado (galvanizado o hierro negro)
- Carga uniforme a soportar
- Longitud entre apoyos de panel
- Deflexión máxima requerida

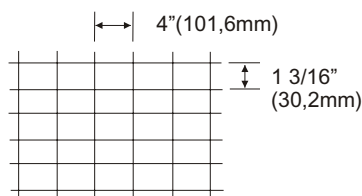
CARACTERISTICAS GENERALES DE DISEÑO II

TIPO G1

TIPO DE REJILLAS



TIPO G2



“Para cualquier otro tipo de rejilla diferente a las mostradas, favor contactar a nuestro Departamento Técnico”

MEDIDAS ESTANDARES

Ancho	x	Largo del panel
0,61 mts. (2')	x	3,05 mts. (10')
0,61 mts. (2')	x	6,10 mts. (20')
0,91 mts. (3')	x	3,05 mts. (10')
0,91 mts. (3')	x	6,10 mts. (20')

TABLA DE PESO DE REJILLAS

CLASIFICACION DE LAS REJILLAS (SEGÚN SU PLETINA DE CARGAS)		PESO (Kg/m ²) TIPO DE REJILLA	
PLETINA (pulg.) ALTO x ESPESOR	PLETINA (mm) ALTO x ESPESOR	G1	G2
3/4 x 1/8	19,1 x 3,2	19,86	24,66
3/4 x 3/16	19,1 x 3,2	28,79	32,77
1 x 1/8	25,4 x 3,2	25,23	30,28
	25,4 x 4,8	36,95	41,08
1 1/4 x 3/16	31,8 x 3,2	30,66	35,91
1 1/2 x 3/16	31,8 x 4,8	45,00	49,39
1 1/2 x 1/8	38,1 x 3,2	36,07	41,54
1 1/2 x 3/16	38,1 x 4,8	53,06	57,7
2 x 3/16	50,8 x 4,8	62,21	74,32
2 1/4 x 3/16	57,2 x 4,8	77,29	82,64
2 1/2 x 3/16	63,5 x 4,8	85,36	90,95

Mantenemos existencia en los tipos que aparecen en negro.

PELDAÑOS NORMALIZADOS

MEDIDAS ESTANDARES

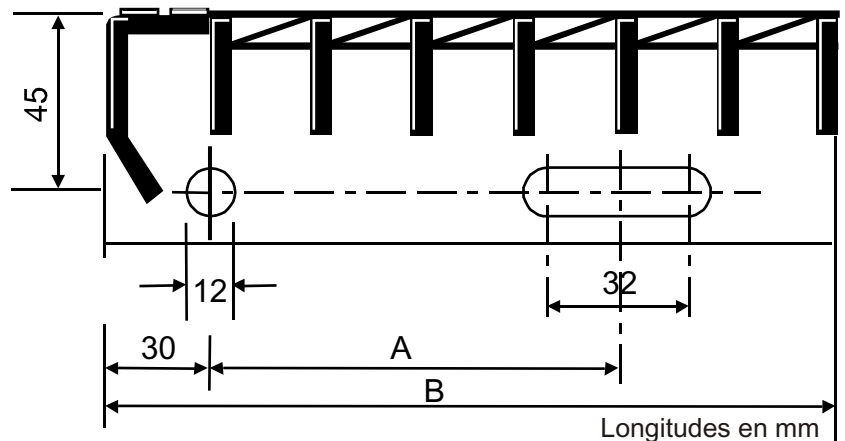
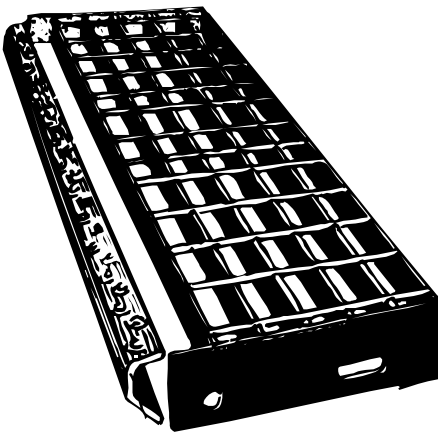
ANCHO DEL ESCALON "B" (mm)/(Pulg.)	DIMENSION "A" (mm)/(Pulg.)
157 / 6 ³ / ₁₆	64 / 2 ¹ / ₂
187 / 7 ³ / ₈	114 / 4 ¹ / ₂
218 / 8 ⁹ / ₁₆	114 / 4 ¹ / ₂
248 / 9 ³ / ₄	178 / 7
278 / 10 ¹⁵ / ₁₆	178 / 7
308 / 12 ¹ / ₈	178 / 7

¿Cómo especificar el peldaño Acero Grill?. Para agilizar sus órdenes, favor indicar los siguientes datos:

- Tipo de rejilla
- N° de escalones
- Largo y ancho del escalón
- Altura y espesor de la pletina portante
- Tipo de superficie (Lisa o Dentada)
- Acabado (Galvanizado o Hierro Negro)

*Medidas basadas en las Pletinas Portantes de 3/16"

DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL PELSAÑO ACEROGRILL



Los peldaños Acero Grill son fabricados con rejilla Tipo G1. Tamaños y terminaciones especiales pueden ser fabricados a solicitud del cliente.

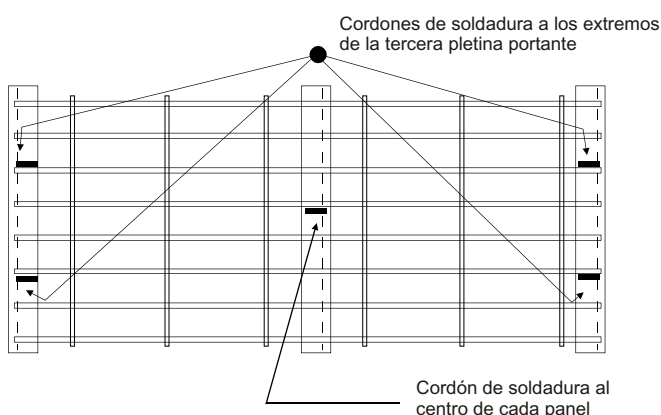
LARGOS PERMISIBLES PARA PELDAÑOS

Pletina Portante	Largo máximo del peldaño*	
	Lisa (mm)	Dentada (mm)
3/4" x 3/16"	660	
1" x 3/16"	910	760
1¼" x 3/16"	1215	1040
1½" x 3/16"	1600	1395

*La longitud máxima de los peldaños está basada en una carga concentrada de 270 Kg aplicada en la línea central del peldaño y distribuida sobre la lámina diamantada y 4 pletinas portantes. Para condiciones de carga especiales nuestro Departamento de Ingeniería debe ser consultado.

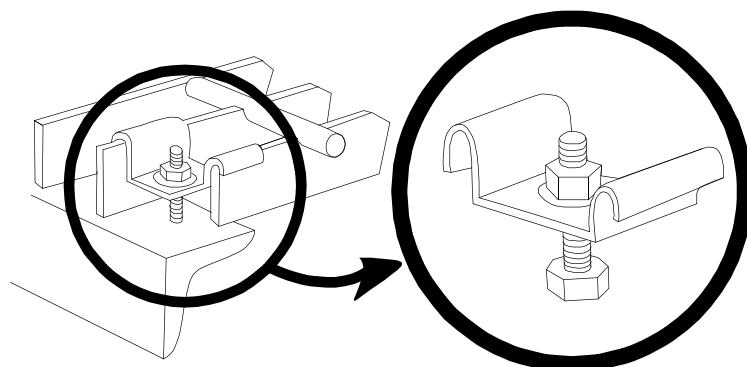
RECOMENDACIONES GENERALES PARA LA INSTALACION DE LA REJILLA

METODOS ESTANDARES DE SUJECION



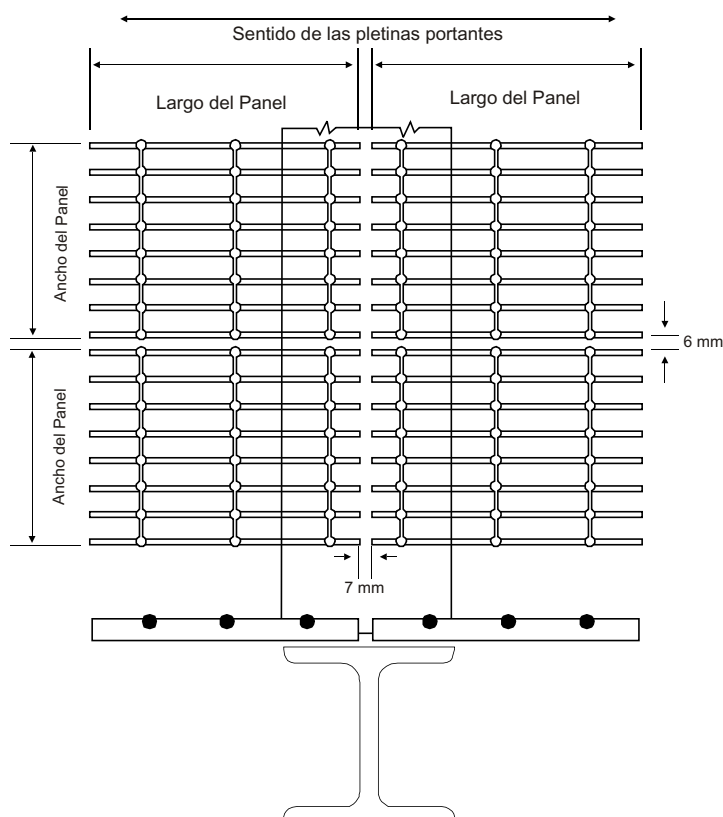
RECOMENDADO PARA TODA INSTALACION PERMANENTE O DE REMOCION ESPORADICA. EN CASO DE QUE LA REJILLA SEA GALVANIZADA, FAVOR REFERIRSE A LOS MANUALES DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADORES (AWS POR SUS SIGLAS EN INGLES), QUE DETALLAN TODOS LOS ASPECTOS DE LA SOLDADURA DE PIEZAS GALVANIZADAS.

GRAPA TIPO OMEGA



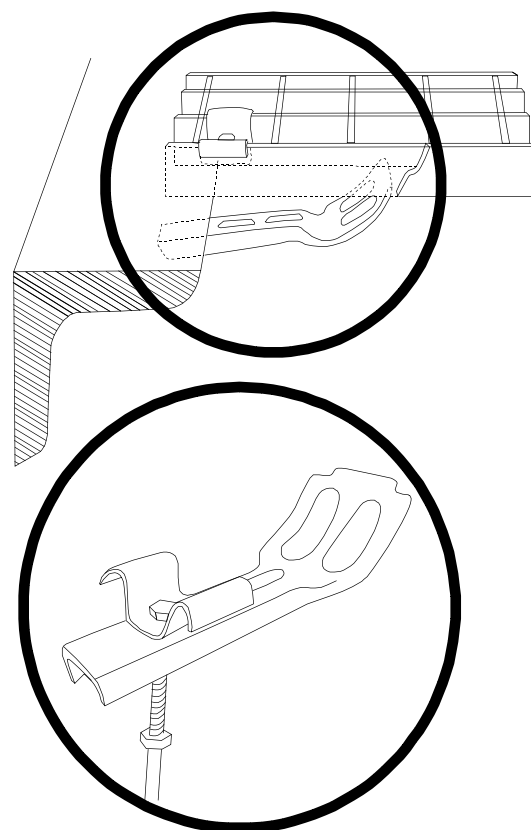
RECOMENDADO PARA INSTALACIONES DE CONSTANTE REMOCION O DONDE NO SE PERMITE SOLDAR, SE SURTE CON TORNILLERIA SOLO A SOLICITUD DEL CLIENTE.

SEPARACION ENTRE PANELES



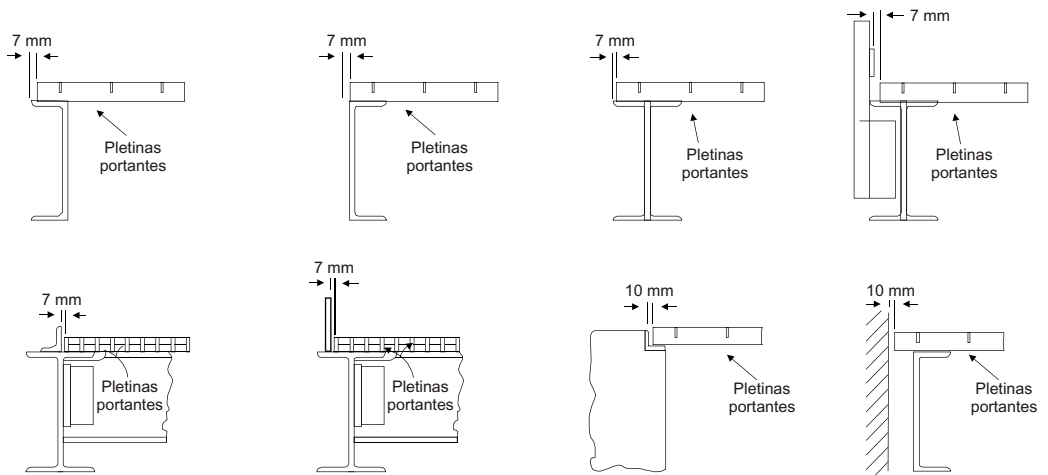
LAS SEPARACIONES MOSTRADAS SON LAS RECOMENDADAS, SIN EMBARGO ESTAS PUEDEN VARIAR DEACUERDO A LO MOSTRADO EN LA HOJA DE APOYOS Y TOLERANCIAS.

GRAPA TIPO OMEGA CON SUJETADOR



APOYO Y TOLERANCIAS

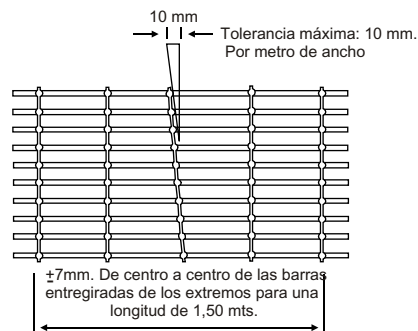
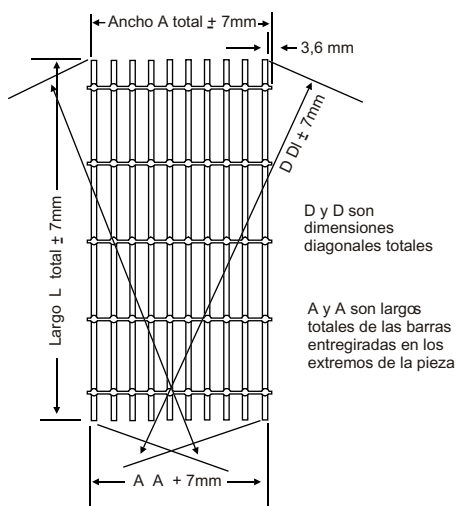
TOLERANCIAS PERMISIBLES PARA DIFERENTES APOYOS



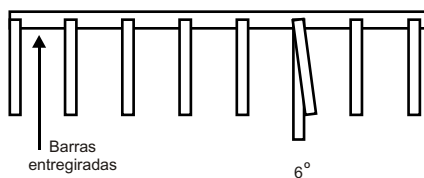
Los valores corresponden a los indicados en el manual de normas del "grating" de la NAAMM.

TOLERANCIAS DE FABRICACION

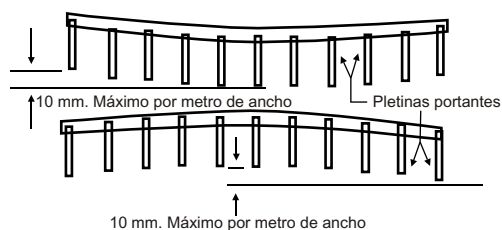
DIMENSIONES GENERALES Y CUADRATURA



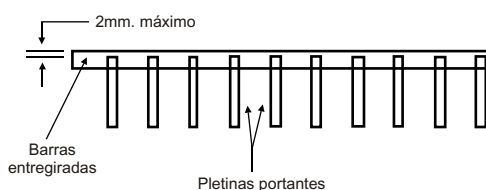
INCLINACION DE PLETINAS PORTANTES



ARCO TRANSVERSAL



PENETRACION DE LAS BARRAS ENTREGIRADAS

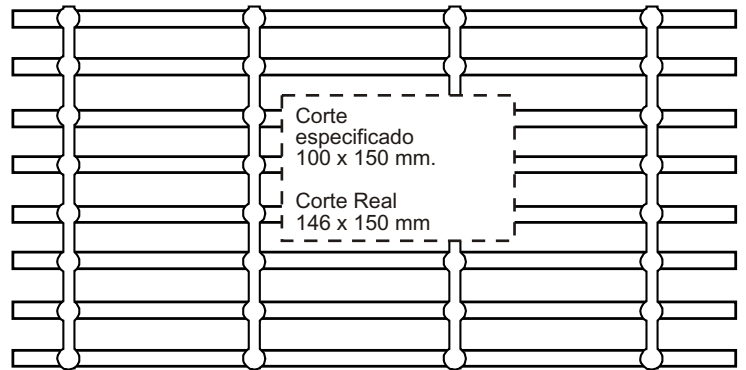
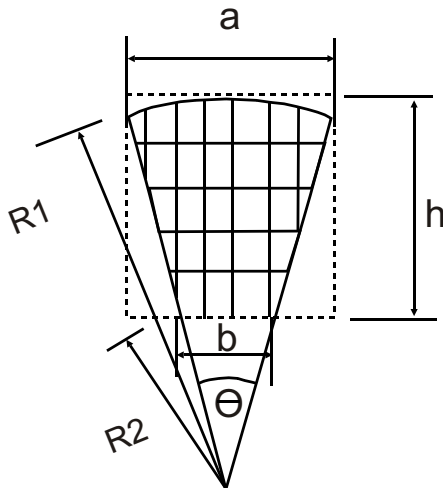


ARCO LONGITUDINAL



INGENIERIA DE PROYECTOS

CORTES A LA MEDIDA



REJILLA TIPO G1

PARA EJECUTAR SECCIONES CIRCULARES O TRAPEZOIDALES EL CLIENTE DEBE INDICAR $R1$, $R2$ y θ , O EN SU DEFECTO a , b y h .

SE RECOMIENDA QUE LOS CORTES PARA CONSTRUCCIONES CIRCULARES SEAN POR LO MENOS 2" MAS GRANDES EN DIAMETRO QUE LA OBSTRUCCION. SE RECOMIENDA ADEMAS, QUE LOS CORTES PARATUBERIAS DE 4" O MENOS DE DIAMETRO SEAN HECHOS EN CAMPO.

COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA, TODOS LOS CORTES RECTANGULARES, DEBEN SER HECHOS HASTA LA SIGUIENTE PLETINA PORTANTE A LA OBSTRUCCION.

PROYECTO

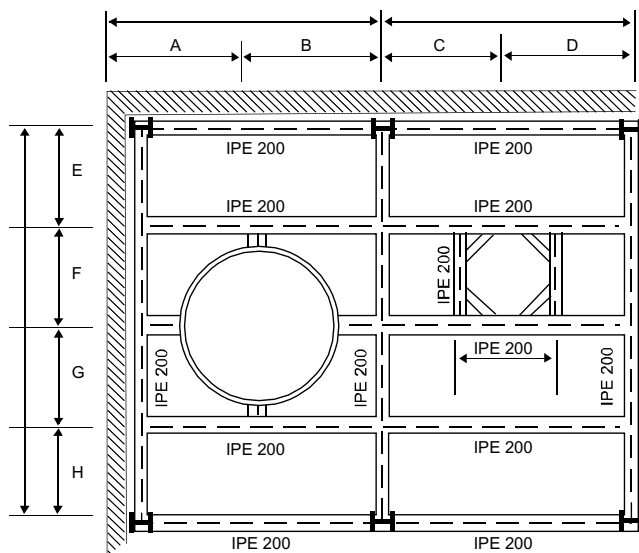


FIGURA 1
ESTRUCTURA PORTANTE
(Plano Cliente)

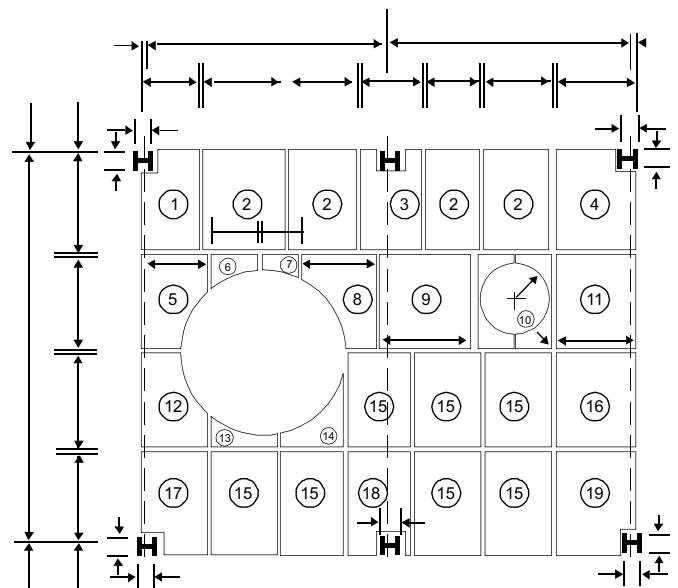


FIGURA 2
PROYECTO DISTRIBUCION DE
LAS REJILLAS

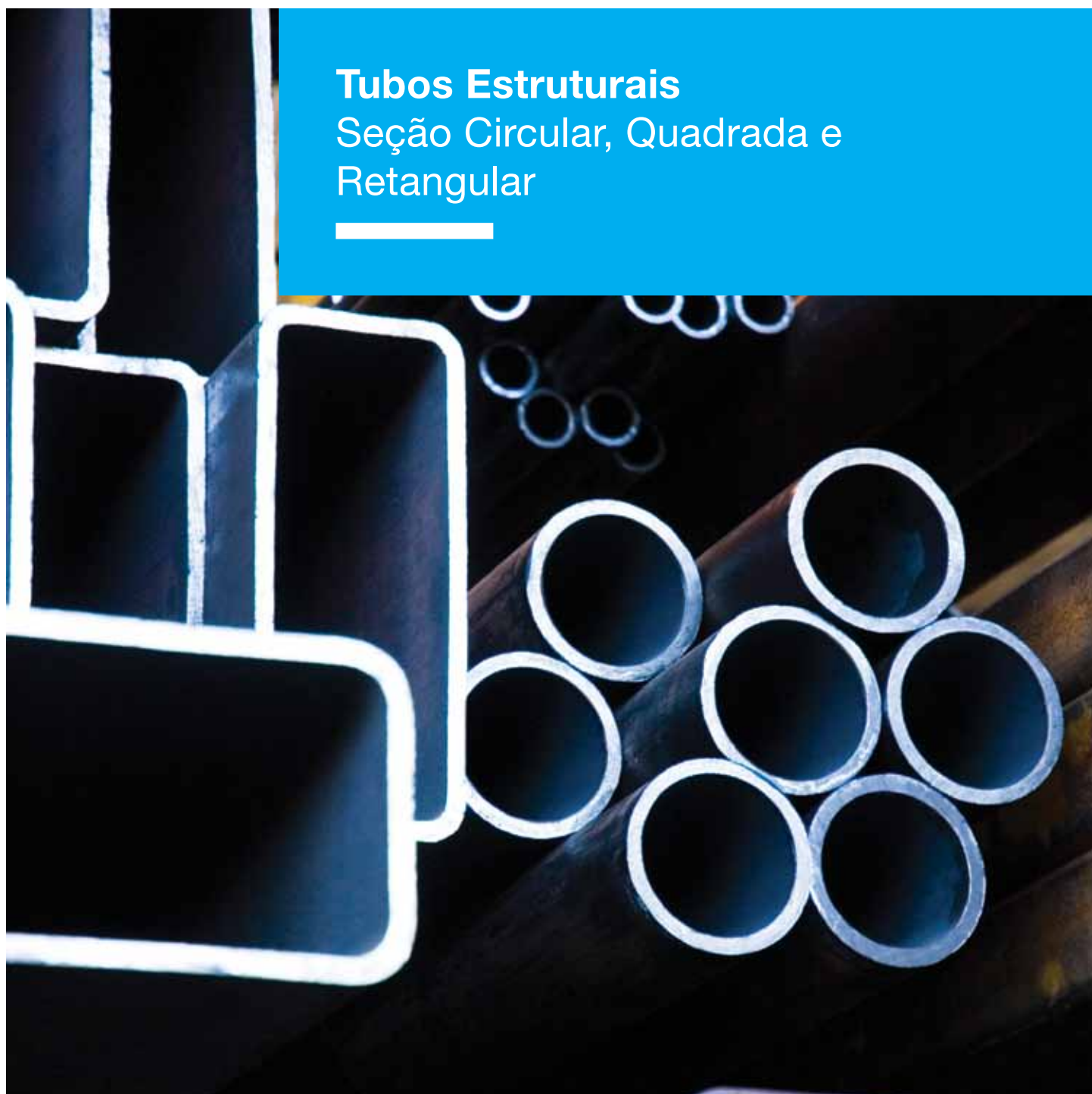
CON LA INFORMACION DEL PLANO DE PROYECTO (FIGURA 1) Y LOS VALORES DE CARGA, NUESTRO DEPARTAMENTO TECNICO DIMENSIONA LOS PANELES (DE FORMA MODULAR) DE LA MANERAMAS ECONOMICA POSIBLE CUMPLIENDO CON LOS ESTANDARES ESTABLECIDOS (FIGURA 2).

A2 – CATÁLOGO DA EMPRESA VALLOUREC, PROPRIEDADES DA SECÇÃO TUBULAR

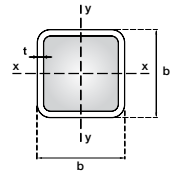


Tubos Estruturais

Seção Circular, Quadrada e Retangular



Seção Tubular Quadrada (TQ)

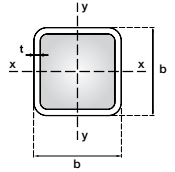


Dimensões Externas	Espessura da Parede	Massa por Unidade de Comp.	Área da Seção Transversal	Momento de Inércia	Raio de Giração	Módulo de Resistência Elástico	Módulo de Resistência Plástico	Const. Torção	Módulo de Resistência à Torção	Área de superfície por unid. de Comp.
b x b (mm)	t (mm)	m (kg/m)	A (cm²)	I _x = I _y (cm⁴)	r _x = r _y (cm)	W _x = W _y (cm³)	Z _x = Z _y (cm³)	J (cm⁴)	W _t (cm³)	U (m²/m)
100 x 100	4,5*	13,0	16,5	249	3,89	49,9	59,0	402	75,1	0,380
	5,0*	14,3	18,2	271	3,86	54,2	64,6	441	81,7	
	5,6	15,9	20,3	296	3,82	59,2	71,0	485	89,3	
	6,4	18,1	23,0	318	3,71	63,5	77,3	543	98,1	
	7,1	19,9	25,4	340	3,66	68,0	83,6	589	106	
	8,0	22,3	28,4	366	3,59	73,2	91,1	645	114	
	8,8	24,3	31,0	386	3,53	77,2	97,1	690	121	
	10,0	27,4	34,9	411	3,43	82,2	105	750	130	
	11,0	29,8	38,0	400	3,25	80,1	106	767	132	
	12,5	33,4	42,6	410	3,10	82,1	111	804	137	
110 x 110	5,0	15,8	20,1	368	4,28	66,9	79,3	594	101	0,418
	5,6	17,6	22,4	403	4,24	73,2	87,3	655	110	
	6,4	20,0	25,5	435	4,13	79,1	95,5	735	122	
	7,1	22,1	28,1	468	4,08	85,0	104	800	131	
	8,0	24,6	31,4	506	4,01	91,9	113	879	143	
	8,8	26,9	34,3	536	3,95	97,4	121	944	152	
	10,0	30,3	38,6	575	3,86	105	132	1.032	164	
	11,0	33,1	42,2	569	3,67	103	134	1.072	169	
	12,5	37,1	47,3	591	3,53	107	143	1.139	178	
120 x 120	5,0*	17,3	22,1	485	4,68	80,9	95,4	778	122	0,459
	5,6	19,4	24,7	532	4,64	88,7	105	860	134	
	6,4	22,1	28,1	578	4,54	96,4	116	968	148	
	7,1	24,3	31,0	624	4,49	104	126	1.056	160	
	8,0	27,2	34,7	677	4,42	113	138	1.163	175	
	8,8	29,8	37,9	720	4,36	120	148	1.252	186	
	10,0	33,5	42,7	777	4,26	129	162	1.376	203	
	11,0	36,7	46,7	778	4,08	130	166	1.445	210	
	12,5	41,1	52,4	817	3,95	136	178	1.551	223	
	14,2	46,2	58,8	844	3,79	141	189	1.638	234	
	16,0	51,3	65,3	855	3,62	142	197	1.690	240	
130 x 130	5,0*	18,6	23,7	626	5,14	96,3	113	998	145	0,490
	5,6*	20,8	26,5	687	5,10	106	125	1.104	159	
	6,4*	23,6	30,1	750	4,99	115	138	1.246	177	
	7,1*	26,1	33,2	811	4,94	125	150	1.361	192	
	8,0*	29,2	37,2	883	4,87	136	165	1.502	210	
	8,8	31,9	40,7	942	4,81	145	177	1.621	224	
	10,0	36,0	45,9	1.021	4,72	157	195	1.788	245	
	11,0	39,3	50,1	1.033	4,54	159	201	1.892	256	
	12,5	44,3	56,4	1.093	4,40	168	217	2.047	274	
	14,2	49,7	63,3	1.141	4,25	176	231	2.184	289	
	16,0	55,3	70,4	1.170	4,08	180	243	2.285	301	

As bitolas destacadas com faixa cinza são mais frequentemente produzidas e devem ser adotadas preferencialmente.
Para outras bitolas, consultar sobre quantidades mínimas de fabricação e prazo de entrega.

* Produto fornecido sob consulta.

Seção Tubular Quadrada (TQ)



Dimensões Externas	Espessura da Parede	Massa por Unidade de Comp.	Área da Seção Transversal	Momento de Inércia	Raio de Giração	Módulo de Resistência Elástico	Módulo de Resistência Plástico	Const. Torção	Módulo de Resistência à Torção	Área de superfície por unid. de Comp.
b x b (mm)	t (mm)	m (kg/m)	A (cm²)	I _x = I _y (cm⁴)	r _x = r _y (cm)	W _x = W _y (cm³)	Z _x = Z _y (cm³)	J (cm⁴)	W _t (cm³)	U (m²/m)
140 x 140	5,0*	20,2	25,7	791	5,55	113	132	1.256	170	0,529
	5,6*	22,5	28,6	870	5,51	124	146	1.391	187	
	6,4*	25,6	32,6	953	5,41	136	162	1.571	208	
	7,1*	28,3	36,0	1.032	5,36	147	176	1.719	226	
	8,0*	31,6	40,3	1.127	5,29	161	194	1.901	248	
	8,8	34,6	44,1	1.205	5,23	172	209	2.055	266	
	10,0	39,0	49,7	1.312	5,14	187	230	2.274	291	
	11,0	42,7	54,4	1.338	4,96	191	239	2.421	306	
	12,5	48,0	61,2	1.425	4,83	204	259	2.634	329	
	14,2	53,9	68,7	1.500	4,67	214	279	2.834	350	
	16,0	60,1	76,6	1.553	4,50	222	295	2.995	367	
150 x 150	6,4	28,6	36,4	1.189	5,71	158	188	1.949	242	0,589
	7,1	31,6	40,2	1.290	5,66	172	205	2.134	263	
	8,0	35,4	45,1	1.412	5,59	188	226	2.364	289	
	8,8	38,8	49,4	1.513	5,53	202	244	2.560	311	
	10,0	43,8	55,8	1.653	5,44	220	269	2.839	341	
	11,0	47,9	61,0	1.696	5,27	226	281	3.038	360	
	12,5	53,9	68,7	1.817	5,14	242	306	3.321	389	
	14,2	60,7	77,3	1.926	4,99	257	330	3.596	417	
160 x 160	6,4*	29,6	37,7	1.461	6,23	183	215	2.382	278	0,609
	7,1	32,7	41,6	1.587	6,18	198	235	2.611	303	
	8,0*	36,7	46,7	1.741	6,11	218	260	2.897	334	
	8,8*	40,1	51,1	1.870	6,05	234	281	3.141	359	
	10,0	45,3	57,7	2.048	5,96	256	311	3.490	395	
	11,0	49,5	63,1	2.114	5,79	264	326	3.748	419	
	12,5	55,9	71,2	2.275	5,65	284	356	4.114	455	
	14,2	62,9	80,1	2.425	5,50	303	386	4.477	489	
	16,0	70,1	89,3	2.546	5,34	318	413	4.799	520	
175 x 175	6,4	33,6	42,8	1.942	6,74	222	261	3.145	338	0,688
	7,1*	37,1	47,3	2.115	6,69	242	285	3.452	369	
	8,0*	41,7	53,1	2.325	6,62	266	316	3.836	406	
	8,8*	45,6	58,1	2.503	6,56	286	342	4.166	438	
	10,0*	51,6	65,7	2.751	6,47	314	379	4.641	484	
	11,0*	56,4	71,9	2.859	6,31	327	399	5.006	515	
	12,5*	63,7	81,1	3.095	6,18	354	438	5.520	562	
	14,2*	71,7	91,4	3.322	6,03	380	477	6.043	609	
	16,0*	80,1	102	3.516	5,87	402	514	6.525	651	

As bitolas destacadas com faixa cinza são mais frequentemente produzidas e devem ser adotadas preferencialmente.
Para outras bitolas, consultar sobre quantidades mínimas de fabricação e prazo de entrega.

* Produto fornecido sob consulta.

**A3 – CATÁLOGO DA EMPRESA MACALLOY PARA A DETERMINAÇÃO DO SISTEMA DE CABOS
A IMPLEMENTAR**



Macalloy Tensile Structure System:

Macalloy 460
Carbon Steel Tendons

Macalloy S460
Stainless Steel Tendons

Macalloy Guy Linking
Stainless Steel Bar Tendons

Macalloy Guy Linking
Stainless Steel Cable Tendons

Stressing using the Macalloy
TechnoTensioner



Macalloy 460 Bar Systems

Stressing using the Macalloy TechnoTensioner

Macalloy has always been at the leading edge of technology in the field of tension structures and has pioneered the method of stressing such tendons. We have long recognized the need for controlling the amount of load in a tendon. Therefore, for specific applications, we have developed the patented Macalloy TechnoTensioner.

The hydraulic stressing unit is placed over the standard turnbuckle joint and is clamped onto the lock covers either side of the turnbuckle. The live load is induced into the tendon through the TechnoTensioner and can be measured with a degree of accuracy of +/- 2.5 %.

We have several units available for hire from our site stressing department for the full range of diameters and can provide the specialist supervision required on site to operate such equipment.

Macalloy TechnoTensioner



The system was first developed for the project 88 Wood Street in London in 1997. It has since been used on numerous projects worldwide including:

- London Millennium Bridge, UK
- Munich Airport Center, Germany
- Terminal 2 Munich Airport, Germany
- Wroclaw Bridge, Poland
- Tsing Yi Council Building, Hong Kong
- Newmarket Grandstand, UK
- Millennium Stadium, Cardiff, UK
- Flintholm Station, Denmark

- Dorenez Footbridge, Switzerland
- River Tees Footbridge, Stockton, UK
- Arundel Great Court, London, UK
- Mid City Place, London, UK
- Deansgate Centre, Manchester, UK
- Hungerford Bridge, London, UK

Further details can be requested from our Site Services or Technical Departments. Please note that the TechnoTensioner should only be used with the Stainless systems under advice from Macalloy.



TechnoTensioner on the London Millennium Bridge, UK

Expo 2000 Bridges, Hannover

Architect: gmp, von Gerkan, Marg und Partner

Engineer: Schlaich, Bergermann und Partner

Contractor: Noell Stahl- und Maschinenbau GmbH



Table 1: Tendon Capacities for Carbon & Stainless Macalloy 460

Thread	Units	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90*	M100*
Nominal Bar Dia.	mm	10	11	15	19	22	28	34	39	45	52	60	72	82	87	97
Min. Yield Load	kN	25	36	69	108	156	249	364	501	660	912	1204	1756	2239	2533	3172
Min. Break Load	kN	33	48	91	143	207	330	483	665	875	1209	1596	2329	2969	3358	4206
Nominal Bar Weight	kg/m	0.50	0.75	1.40	2.20	3.00	4.80	7.10	9.40	12.50	16.70	22.20	32.00	41.50	46.70	58.00



* Full Charpy V notch impact values available upon request only and may be subject to extended lead times

